

## COMUNE DI CAZZAGO SAN MARTINO

Oggetto:

Interventi di eliminazione barriere architettoniche, di risparmio energetico mediante interventi su impianto di riscaldamento e sull'impianto di illuminazione e opere di ripristino murarie e dei locali della palestra comunale di via Bevilacqua

## PROGETTO ESECUTIVO

Committente:

Comune di Cazzago San Martino

Via Carebbio, 32 - 25046 Cazzago San Martino (BS)  
Tel. 030 7750750 Fax 030 725008 - [www.comune.cazzago.bs.it](http://www.comune.cazzago.bs.it)

Progettista:

**ZANARDI INGEGNERIA S.R.L. Socio Unico**

Via Carpen, 39 | 25089 Villanuova sul Clisi | Brescia | Italy | T. e F. +39 0365 373508  
[info@zanardiingegneria.it](mailto:info@zanardiingegneria.it) | [zanardiingegneria@legalmail.it](mailto:zanardiingegneria@legalmail.it) | [www.zanardiingegneria.it](http://www.zanardiingegneria.it)  
C.F. | P.I. | R.I. BS 03168080988 | R.E.A. 511233 | Capitale Sociale Euro 25.000,00 i.v.

**Ing. Andrea Zanardi****Collaboratori**

Ing. Sara Corsetti | Ing. Emanuele Maffetti  
Ing. Marco Laffranchi | Ing. Simone Zanolini

## RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Commessa:	Data prima emissione:	Revisione:
33-16/AZ	Maggio 2017	REV_01 13-07-17

A TERMINE DELLE VIGENTI LEGGI SUI DIRITTI DI AUTORE QUESTO ELABORATO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O COMUNICATO AD ALTRE PERSONE O DITTE SENZA AUTORIZZAZIONE

## **Nota Integrativa alla:**

**Relazione Geologica ai sensi del D.M. 14/01/08 del Febbraio 2011 per progetto di  
“Realizzazione nuova scuola materna in Via Cardinale G. Bevilacqua”**

### **1. PREMESSA**

Viene redatta la presente **Nota Tecnica Integrativa alla Relazione Geologica ai sensi del D.M. 14/01/08 redatta nel Febbraio 2011** finalizzata alla predisposizione del nuovo progetto di *“Interventi di eliminazione barriere architettoniche, di risparmio energetico mediante interventi su impianto di riscaldamento e sull'impianto di illuminazione e opere di ripristino murarie e dei locali della palestra comunale”*.

La Nota integrativa si è resa necessaria in relazione all'utilizzo da parte dei Progettisti, nella precedente fase di progettazione definitiva-esecutiva (Maggio 2017) della Relazione Geologica-Geotecnica redatta dalla scrivente nel 2011 ed inerente l'edificio scolastico della scuola materna, posto lungo il confine Est dell'area di pertinenza della palestra comunale.

Nell'attuale fase di progettazione ed ai fine della comunicazione di deposito sismico ai sensi della L.R.33/2015 si è presa visione delle caratteristiche progettuali, della omogenea appartenenza dei due siti di progetto al medesimo ambito geologico ed alla tipologia di indagini eseguite nel 2011 (sondaggi a carotaggio continuo con esecuzione di prove SPT in foro, analisi granulometriche, prove penetrometriche dinamiche standard ed indagini sismica multicanale con acquisizione delle onde superficiali ed elaborazione di tipo MASW) si ritiene che la Relazione Geologica del 2011 possa essere utilizzata anche per il presente progetto fatto salvo che vada integrata, per una maggiore aderenza alle nuove normative regionali vigenti ai fini sismici, riguardo taluni argomenti specifici e riguardo lo sviluppo della Relazione Geotecnica con specifico riferimento alla nuova tipologia di fondazione.

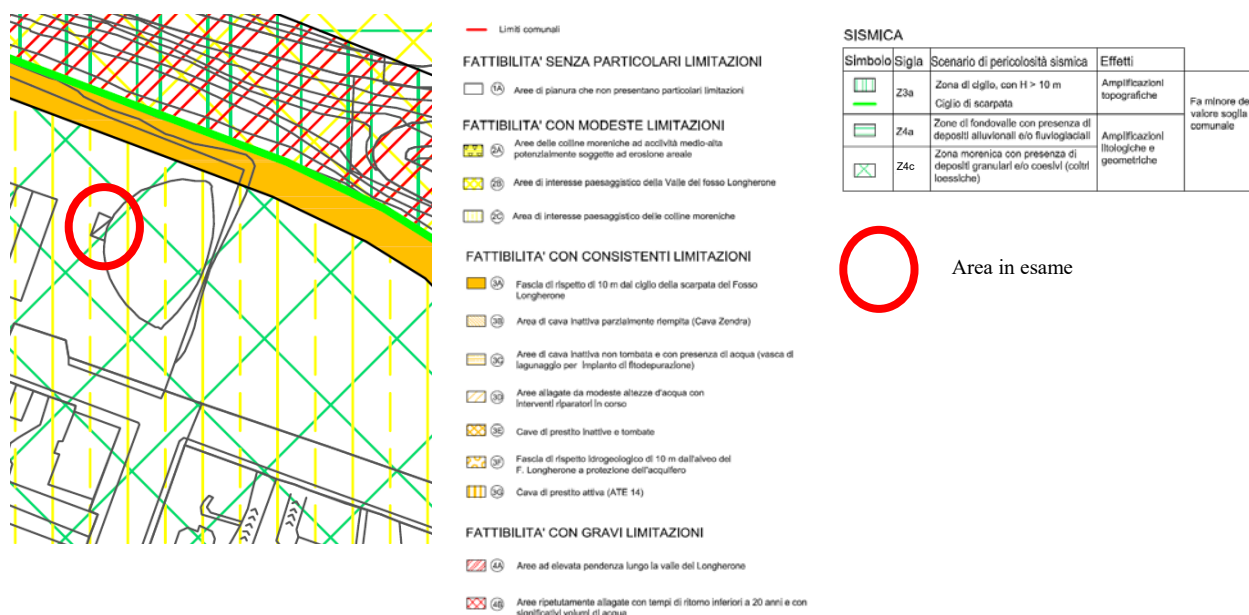
La recente **L.R. 33 del 12/10/2015** definisce le ***“Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”*** e di fatto trasferisce ai comuni, singoli o associati, numerose funzioni prima assegnate alla Regione (di cui agli art. 61, 90 comma 2, 93 comma 1, 94 comma 1, 96, 97, 99, 100 e 104 del D.P.R. 380/2001) ed in particolare inerenti le *“Norme per le costruzioni in zone sismiche”* e *“Vigilanza sulle costruzioni in zone sismiche”*; essa è definitivamente entrata in vigore con la pubblicazione della **D.G.R. 10/5001 del 30/03/2016** ***“Approvazione delle Linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai Comuni in materia sismica (artt.3, comma 1 e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)”***, sul B.U. di Regione Lombardia del 07 Aprile 2016. Ciò comporta, tra l'altro, specifiche prescrizioni nella redazione degli elaborati tecnici a corredo dei progetti e, in zona sismica 2, l'obbligo di acquisire l'**Autorizzazione Sismica di cui all'Art.8 comma 1 della L.R. 33/2015**, da rilasciare a carico dei Comuni entro 60 gg dalla data di protocollo (fatto salvo il ricorso da parte del comune al parere regionale).



Nel D.M. 14/01/2008 e nell'**Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 27/04/2006** il Comune di Cazzago San Martino è stato classificato in zona sismica 3 ed in particolare nella sottozona con valori di  $a_g$  compresi tra 0.125 e 0.150 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni). Già l'Ordinanza P.C.M. 3274/2003 includeva il territorio comunale di Cazzago S/M in zona sismica 3; la Regione Lombardia con **D.G.R. X/2129 del 11/07/14** ha approvato un "**Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia**" (L.R. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", che recepisce definitivamente, ed anche dal punto di vista amministrativo, la classificazione dell'OPCM 3519/2006 e che, sulla base della successiva D.G.R. 8 ottobre 2015 - n. X/4144, è entrato in vigore a partire dal 10 Aprile 2016.

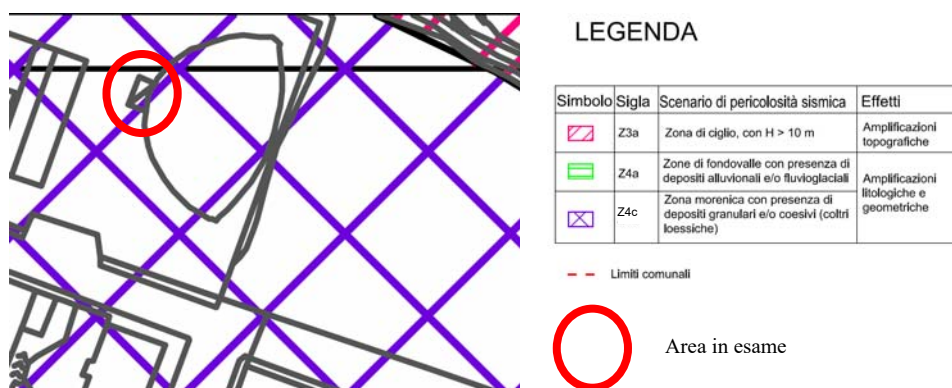
**E' stata pertanto confermata per il Comune di Cazzago S/M (BS) la zona sismica 3 con valore di  $a_{gmax}$  0,141817** anche a livello regionale e pertanto ai fini pianificatori/amministrativi. Ciò ha di fatto sanato una difformità di classificazione nazionale/regionale che creava non pochi problemi tecnico-progettuali.

Il sito di progetto ricade nella **Classe di Fattibilità 2C** con modeste limitazioni d'uso definita come *"Zona delle colline moreniche a bassa acclività con valenza a carattere paesaggistico per la conservazione delle forme e dei rapporti morfologici dei ripetuti episodi glaciali che hanno edificato l'anfiteatro della Franciacorta. Mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni per i primi 2 m"* (Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del Piano di Governo del Territorio – Luglio 2006 – Dott. Geol. A. Uggeri, Dott. Geol. D. Fantoni).



Estratto da Tav. 9d – Carta della fattibilità geologica – Luglio 2006 – Dott. Geol. A. Uggeri, Dott. Geol. P.D. Fantoni

Dal punto di vista della **Pericolosità Sismica Locale** l'area di progetto è stata classificata, nello Studio della Componente Geologica del PGT vigente (Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del Piano di Governo del Territorio – Luglio 2006 – Dott. Geol. A. Uggeri, Dott. Geol. D. Fantoni) entro lo *scenario di pericolosità sismica “Z4c – Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (comprese le coltri loessiche)”* per il quale vengono segnalati, sulla base delle analisi di 2° livello (ai sensi dell'All.5 della D.G.R. 8/7374 del 2008) *valori di Fa di sito inferiori a quelli di “soglia”* e quindi potenziali fenomeni di amplificazione sismica tali però da rendere sufficiente l'utilizzo dei parametri sismici definiti in base alla normativa vigente (D.M. 14/01/08).



*Estratto da Tav. 6b – Carta della pericolosità sismica locale – Luglio 2006 – Dott. Geol. A. Uggeri, Dott. Geol. P.D. Fantoni*

Tuttavia, in relazione all'assenza di aggiornamenti dello studio geologico del comune alle più recenti normative regionali (D.G.R. 9/2616/2011) è stata eseguita, nella *Relazione Geologica del 2011* una valutazione del rischio sismico sito-specifica correlata a fattori predisponenti a potenziali fenomeni di amplificazione sismica correlati ad effetti litologici relativi allo Scenario di Pericolosità Sismica Z4c.

Tenuto conto delle Norme di PGT vigenti, la **relazione geologica-sismica del 2011** è stata redatta sulla base di tutti i dati geognostici raccolti e con particolare riguardo alla valutazione del **Modello Geologico** (D.M. 14/01/08) e **Geofisico** (D.M. 16/01/96, Ord. 3274/2003, Ord. 3519/2006, D.M. 14/01/08, D.G.R. 9/2616/2011 e D.G.R. 10/5001/2016) del sito di progetto ed alla verifica della compatibilità dell'intervento con le normative vigenti (Classe di Fattibilità Geologica 2C) ed all'individuazione di eventuali prescrizioni/interventi necessari per la sua realizzazione.

**La Relazione Geologica eseguita nel Febbraio 2011 risulta, nella sostanza, conforme alle normative vigenti;** pertanto il presente studio geologico-sismico rimanda alla stessa Relazione (ri-allegata alla presente pratica) risultando integrativo solo per quanto concerne il *Cap. 6 Risposta sismica del sito* e più precisamente integrandolo con il *Cap. 2 “Stabilità del sito nei confronti della liquefazione – Verifica a liquefazione ai sensi del D.M. 14/01/08”* della presente Nota Integrativa.





Riguardo l'individuazione di eventuali prescrizioni/interventi necessari per la realizzazione del nuovo intervento di progetto si ritiene necessario aggiornare ed integrare il Cap. 7 della Relazione del 2011 con il Cap. 3 *“Intervento di progetto – Problematiche realizzative - Prescrizioni”* della presente Nota integrativa.

**A seguito della presente integrazione** si prevede il rilascio del **“Modulo 9 – Dichiarazione/Asseverazione della congruità della Relazione Geologica ai requisiti richiesti dal punto 6.2.1 delle NTC DM 14/01/08 e/o dalla D.G.R. 9/2616/2011”**.

Al contrario **la Relazione Geotecnica del 2011 necessita di essere aggiornata** in relazione alle nuove tipologie fondazionali.

Pertanto la **presente nota integrativa** sarà redatta sulla base delle nuove geometrie di fondazione e considerando tutti i dati geognostici raccolti nel 2011 (Cap. 4 della relazione del 2011) ed il Modello Geologico e Geotecnico ad essi correlato (Cap. 5 della relazione del 2011); tuttavia verrà rielaborato il capitolo inerente gli *Elementi per le verifiche della sicurezza e delle prestazioni* in relazione alle nuove geometrie di fondazione.

**A seguito della presente integrazione** si prevede pertanto il rilascio del **“Modulo 10 – Dichiarazione/Asseverazione dell’Estensore della Relazione Geotecnica di congruità dei contenuti della Relazione Geotecnica ai requisiti richiesti dal punto 6.2.2 delle NTC DM 14/01/08”**.



## **2. STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE – ESCLUSIONE DELLA VERIFICA A LIQUEFAZIONE AI SENSI DEL D.M. 14/01/08**

Dal punto di vista della *Pericolosità Sismica Locale* L'area di progetto non è stata classificata, nello Studio della Componente Geologica del PGT vigente entro alcuno *scenario di pericolosità sismica Z2* quali ambiti soggetti a cedimenti e liquefazione e riferiti rispettivamente a “*Zona con terreni di fondazione particolarmente scadenti*” e “*Zone con depositi granulari fini*”; pertanto non è richiesto un Approfondimento sismico di 3° livello, secondo le procedure indicate nel paragrafo 2.3.2 dell'All.5 della D.G.R. 9/2616/2011.

Nel presente capitolo verranno in ogni caso prese in considerazione le problematiche di stabilità del sito di progetto 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 drenate.

La valutazione della suscettibilità di liquefazione di un terreno verrà eseguita in applicazione di quanto previsto al cap. 7.11.3.4 del D.M. 14/01/08. Laddove fossero ipotizzati effetti di liquefazione dei terreni tali da influire sulle condizioni di stabilità del sito o dei manufatti di progetto occorrerà procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o a trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Sinteticamente si può affermare che il fenomeno di liquefazione dei terreni si può verificare durante un evento sismico in presenza di terreni sabbiosi o sabbioso-limosi saturi poco addensati.

Per la determinazione empirica del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione devono essere considerati i seguenti fattori:

- età dei depositi;
- magnitudo del sisma di riferimento;
- pressione di confinamento;
- storia tensionale (sollecitazioni sismiche pregresse);
- presenza di intervalli di sabbie fini o sabbie limose in falda con fuso granulometrico che ricade nell'intervallo granulometrico compreso tra 0.075 mm e 2.0 mm;
- uniformità granulometrica con sabbie e sabbie limose con indice di plasticità IP inferiore al 10 %;
- addensamento molto scarso dei terreni sabbiosi con valori di densità relativa ( $D_r$ ) inferiore al 50 % e correlata a bassi valori di NSPT, in ogni caso funzione della profondità.

Tali fattori risultano di fatto determinare anche le “circostanze” di esclusione dalla verifica a liquefazione elencate al punto 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/2008 e che verranno analizzate nell'ordine richiesto dalla normativa e fino a riscontro di una di esse.



## 2.1. Circostanze di esclusione relativi all'*input* sismico

Si è pertanto proceduto a verificare inizialmente, in applicazione della normativa, le circostanze di esclusione previste ai commi 1-2 del punto 7.11.3.4.2 correlati a fattori legati all'*input* sismico:

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0,1g$ ;

Durante un terremoto infatti il terreno può essere visto come sottoposto ad una serie di cicli di carico variabili in intensità e numero in funzione della magnitudo del sisma stesso.

In terremoti di elevata magnitudo è sufficiente un numero ridotto di cicli di carico per produrre la liquefazione del deposito, poiché ad ogni ciclo è associata una sollecitazione dinamica di maggiore intensità. In terremoti di minore magnitudo lo stesso effetto lo si ottiene con un numero superiore di cicli di carico. In definitiva quindi una elevata magnitudo del sisma (maggiore intensità degli sforzi di taglio applicati al terreno) e una lunga durata dello stesso (maggior numero di cicli di carico) rendono più probabile l'iniziarsi della liquefazione in un deposito sabbioso saturo.

Anche depositi sciolti con medio-bassa predisposizione possono subire liquefazione se interessati da un terremoto con una magnitudo e una durata sufficientemente elevate.

I parametri fondamentali legati all'evento sismico sono:

- Magnitudo
- Accelerazione sismica orizzontale
- Durata

Riguardo la **magnitudo di un sisma** il D.M. 14/01/2008 al comma 1 del paragrafo 7.11.3.4.2 indica quale circostanza di esclusione dalla verifica a liquefazione “*eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5*”.

Questa indicazione è assente nell'Eurocodice 8 ma approfondite analisi dei terremoti storici italiani condotte da Galli (2000) ed altri Autori, hanno portato alla conclusione che nel caso di sismi con magnitudo  $M$  maggiore o uguale a 4,9 il rischio che si abbiano liquefazioni di depositi sciolti saturi diventa significativo; pertanto questo valore, arrotondato a 5 ( $M \geq 5$ ) è stato assunto come valore soglia della normativa italiana.

L'**accelerazione sismica orizzontale massima** ( $a_{g \max}$ ) in superficie è direttamente legata allo sforzo di taglio applicato sul terreno e poiché si riferisce alla superficie è necessario tener conto degli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Il parametro  $a_{g \max}$  si ricava direttamente dalla caratterizzazione sismica del sito in esame e più specificatamente dai parametri (riferiti allo Stato Limite Ultimo SLV) presenti nella seguente relazione:

$$a_{g \max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t$$



Il comma 2 dello stesso paragrafo specifica altresì che siano circostanza di esclusione anche “*accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti e quindi di carichi (condizioni di campo libero – free field) minori di 0,10 g*”.

Anche in questo caso il valore soglia non coincide con quanto suggerito dall'Eurocodice 8 che lo pone infatti a 0,15 g: tale differenza è giustificata dal contesto sismico italiano nel quale risulta molto improbabile l'insorgere di fenomeni di liquefazione in corrispondenza di  $a_{g\ max}$  minori di 0,10 g.

Per quanto riguarda la **durata dell'evento sismico** il numero di cicli di carico a cui è sottoposto il terreno dipende dalla durata del sisma e quindi maggiore è la durata dell'evento e maggiore sarà la probabilità di insorgere della liquefazione in depositi suscettibili. La durata dell'evento sismico assume grande importanza in aree distanti dall'epicentro poiché un numero abbastanza elevato di cicli di carico potrebbe portare all'accumulo di sovrappressioni in grado di generare la liquefazione nonostante il moto sismico e quindi lo sforzo di taglio indotto nel terreno sia notevolmente attenuato dalla lontananza dall'epicentro. Tuttavia la normativa del D.M. 14/01/2008 non indica in che modo tener conto di questo fattore.

Per il sito d'interesse è stata stimata una **Magnitudo di riferimento  $M=4,79$**  ricavata mediante l'operazione di “*Disaggregazione della Pericolosità Sismica*” (Progetto DPC-INGV-S1 – Spallarossa D., Barani S. – 2007); tale metodo permette di valutare, in termini di magnitudo e distanza, il *terremoto di scenario* del sito, inteso come il sisma che maggiormente contribuisce alla pericolosità del sito oggetto di studio. Si allegano gli elaborati derivanti dall'applicazione del metodo proposto.

Nello studio “*Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica prevista dall'Ordinanza PCM del 20/03/2003- Rapporto Conclusivo bozza-Aprile 2004*” vengono riportati valori di  $M_{w\ max}$  attribuiti alle 36 zone sismogenetiche (ZS) riconosciute in Italia e con riferimento ai sismi massimi “osservati” secondo lo schema sotto riportato; viene altresì suggerito un metodo di interpolazione per le zone non sismogenetiche.

Nome ZS	Numero ZS	$M_{w\ max}$
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, <b>Garda-Veronese</b> , Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, <b>906</b> , 915, 930	<b>6.60</b>
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio – Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

L'area di studio ricade nella **ZS 906** e pertanto corrisponde ad un valore di **Magnitudo  $M_{w\ max}$  pari a 6,60**.



In relazione al valore di **Magnitudo di riferimento**, stimato mediante entrambi gli approcci sopra illustrati, prossimo o superiore al valore previsto al comma 1 quale soglia di esclusione, si ritiene di dover procedere alla verifica delle condizioni dei commi successivi previsti dal D.M. 14/01/08.

Si è quindi tenuto conto di un valore di base di  **$a_g$  pari a 0,177 g (SLV)**, di un fattore S determinato dal prodotto dell'amplificazione morfologica ( **$S_t=1,0$** ) e dell'amplificazione litologica ( **$S_s$  pari al valore massimo di 1,5** per lo spettro di progetto SLV relativo alla categoria di sottosuolo C). Si è pertanto considerato un **valore complessivo di accelerazione sismica orizzontale pari a 0,2655 g**.

Tale valore di  **$a_{gmax}$**  risulta superiore a quello previsto quale soglia di esclusione dal comma 2, si procede alla verifica delle condizioni dei commi successivi.

## 2.2. Circostanze di esclusione relative a fattori geologici-geotecnici

I commi 3-4-5 del paragrafo 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/08 forniscono di fatto i riferimenti quantitativi “normativi” da applicare per definire la necessità per un sito di procedere alla verifica a liquefazione dei terreni per fattori geologico-geotecnici; essi prendono infatti in esame la profondità della falda, le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti al di sotto del piano di fondazione e la loro distribuzione granulometrica (Fig. 7.11.1).

3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  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;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



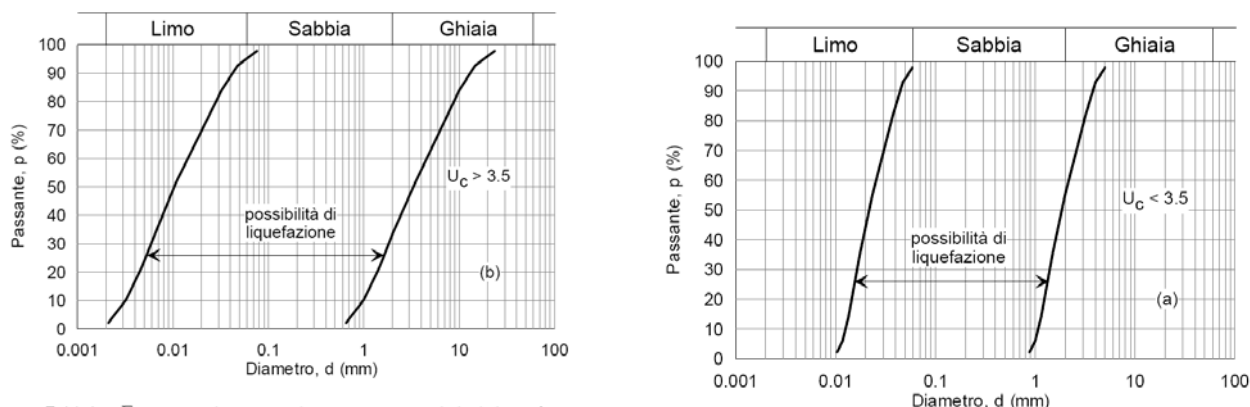


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Per quanto concerne il comma 3, il sito di progetto risulta caratterizzato da falde idriche entro i primi 15 m di profondità dal p.c..

Tuttavia risulta a nostro avviso soddisfatta la condizione di esclusione prevista al comma 5, in quanto sono presenti terreni a litologia/granulometria con curve granulometriche esterne o marginali al campo di possibile liquefazione individuato dalla Fig. 7.11.1. (vedi modello geologico-geotecnico e analisi granulometriche di laboratorio eseguite nel 2011) e caratteristiche geotecniche in ogni caso buone.

**Si ritiene quindi il sito di progetto soggetto ad esclusione alla verifica alla liquefazione ai sensi del D.M. 14/01/08.**

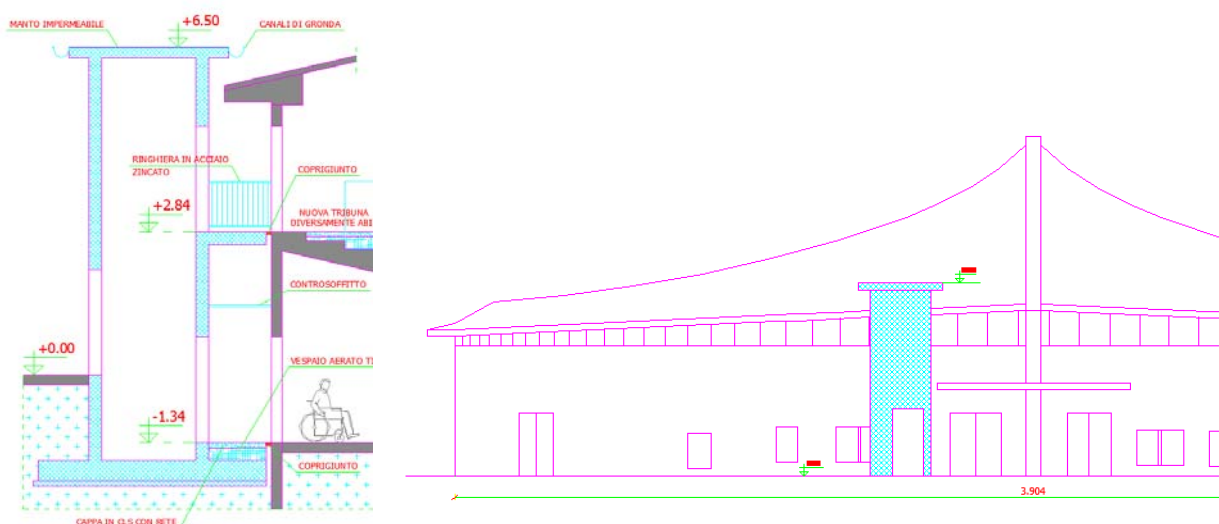
Tale problematica, per l'area d'interesse, non viene peraltro segnalata neanche nello Studio del PGT (mancanza di zone di Pericolosità Sismica Z2a).



### 3. INTERVENTO DI PROGETTO – PROBLEMATICHE REALIZZATIVE - PRESCRIZIONI

La presente Nota Integrativa è inerente il progetto di “*Interventi di eliminazione barriere architettoniche, di risparmio energetico mediante interventi su impianto di riscaldamento e sull'impianto di illuminazione e opere di ripristino murarie e dei locali della palestra comunale*” in Via Bevilacqua in territorio comunale di Cazzago San Martino (BS) e, per quanto di nostro specifico interesse, consiste nella realizzazione di un nuovo vano per elevatore di pertinenza della palestra comunale esistente.

Si sottolinea che non si prevedono interventi strutturali sul fabbricato esistente e che la nuova costruzione sarà connessa alla palestra tramite l'utilizzo di un giunto tecnico (indicazioni fornite dal Progettista).



*Estratto da Tav. progettuale Sezione A-A e prospetti – Zanardi Ingegneria – Maggio 2017*

Si rimanda alla Relazione del Febbraio 2011 per quanto riguarda il modello geologico e geotecnico di riferimento, in quanto ricadente in un contesto di depositi glaciali, omologo e limitrofo a quello di nuova progettazione.

Per questo ambito morenico si evidenzia la presenza di falde superficiali sospese, circolanti entro l'unità geotecnica G2, a profondità variabile rispetto al piano campagna e comunque a partire da circa -2,50/-4,50 m dal p.c. attuale. Il livello piezometrico misurato in alcuni punti d'indagine evidenziava una certa risalienza delle falde con livello statico posto a circa -1,20/-1,50 m dal p.c..

Il progetto prevede la realizzazione di nuove fondazioni superficiali a platea il cui piano di posa è previsto a circa -2,00/-2,20 m dal p.c. attuale; a tale profondità corrispondono i terreni dell'unità G1/G2.



#### 4. ELEMENTI PER LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Per il D.M. 14/01/08, era prevista (art. 20 della L. 31 del 28/02/2008) una fase transitoria conclusasi al 30/06/2009. Ciò comportava, fino a tale data, la possibilità per il progettista delle strutture e delle opere di fondazione di avvalersi, a propria discrezione, delle nuove norme o di quelle ad esse precedenti. Dopo la sua entrata in vigore esclusiva il D.M. 14/01/08 prevede (Cap. 2.7) che solo per le costruzioni di tipo 1 e 2 e per Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in zona 4, è ammesso il Metodo di Verifica alle Tensioni Ammissibili in deroga all'obbligo dei Metodi di calcolo agli Stati Limite.

Secondo i metodi ed i criteri richiesti dal D.M. 11/03/88, il calcolo della capacità portante ( $P_{amm}$ ) dei terreni di fondazione, riferita alla resistenza al taglio, viene eseguito applicando al valore della pressione limite ( $P_{lim}$ ) o pressione a rottura del terreno un coefficiente di sicurezza non inferiore a 3.

Il Testo Unico (D.M. 14/01/08), che definisce le nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni", comporta metodologie di calcolo articolate in maniera alquanto differente. In particolare vengono introdotte innovazioni riguardo la valutazione della sicurezza e delle prestazioni delle opere interagenti con i terreni e con le rocce. La valutazione della sicurezza è quindi intesa in termini di Stati Limite per tutte le ipotizzabili situazioni di funzionamento.

Spetta in ogni caso al Progettista la definizione delle normativa cui risulta assoggettato l'intervento di progetto.

##### 4.1. Parametri geotecnici di progetto - Fondazioni superficiali

La quota di posa delle strutture di fondazione è prevista a circa -2,00/-2,20 m dal p.c.; in funzione del modello geologico-geotecnico ricostruito tale profondità permette di raggiungere i terreni glaciali dell'unità G a buone caratteristiche geotecniche.

In funzione dei carichi di progetto e della tipologia dell'intervento si è valutata la possibilità eseguire **fondazione a platea** alle profondità di progetto.

Si propone quindi di assumere i seguenti parametri geotecnici di progetto:

FONDAZIONI A PLATEA		
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso unitario del terreno sopra falda
Cu	0 kPa	coesione non drenata
Dr	70%	densità relativa (Terzaghi; Gibbs – Holtz)
$\phi$	32°	angolo di resistenza al taglio efficace
	C (per edifici con periodo 0,1 s < T < 0,5 s) B (per edifici con periodo 0,5 s < T < 1,5 s)	categoria di sottosuolo (ai sensi del D.M. 14/01/2008 e D.G.R. 9/2616 del 2011)
	T1	categoria topografica (ai sensi del D.M. 14/01/2008)



## 4.2. Fondazioni superficiali a platea

I calcoli sono stati eseguiti in funzione di **fondazioni a platea** impostate a **-2,00/-2,20 m dal p.c.**.

Nei calcoli sono state considerate varie dimensioni, con appoggio in corrispondenza della unità geotecnica sopra definita e si è tenuto conto di un **Df=0,50 m.**

Il calcolo della pressione limite ( $P_{lim}$ ) è stato eseguito per **carichi centrati ed in condizioni statiche**, utilizzando il criterio di **Brinch-Hansen (1970)**, considerando terreni di fondazione unicamente granulari ( $\phi > 0^\circ$ ,  $C_u = 0$ ).

$$P_{lim} = 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

in cui:

- $\gamma_1$  = peso di volume del terreno di fondazione
- $\gamma_2$  = peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa
- $N_\gamma, N_q$  = fattori di capacità portante funzione di  $\phi$
- $q = \gamma_2 D_f$  = sovraccarico esistente ai bordi della fondazione
- $D_f$  = altezza della fondazione o del terreno di confinamento della stessa
- $B$  = lato minore della fondazione
- $s_\gamma, s_q$  = fattori di forma
- $d_q$  = fattori di profondità

Nel caso in cui il Progettista fornisca i carichi assiali ed i momenti agenti, gravanti sulla struttura di fondazione sarà possibile rielaborare i dati, tenendo conto di carichi eccentrici e delle dimensioni equivalenti della stessa fondazione.

### 4.2.1. Elementi per le Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Per le geometrie di **fondazione a platea** fornite dal progettista si ottengono i seguenti valori:

$B = 4,05 \text{ m}$	$P_{lim \text{ M1}} = 10,3 \text{ kg/cm}^2 = 1009 \text{ kPa}$
$L = 4,86 \text{ m}$	

Tali valori potranno essere utilizzati per la Verifica della Sicurezza e delle Prestazioni allo SLU del complesso fondazione-terreno richiesta dal Cap. 6 del D.M. 14/01/08 (paragrafi 6.2.3.1 e 6.4.2.1).

Il valore di  $P_{lim}$  può essere considerato, infatti, coincidente con i carichi limite stimati applicando per i parametri del terreno i coefficienti ( $\gamma_M$ ) del caso M1 (tab. 6.2 I del D.M. 14/01/08).



Il calcolo dei carichi limite nel caso M2 (tab. 6.2.II del D.M. 14/01/08) richiede, altresì, l'applicazione di coefficienti riduttivi ( $\gamma_M \geq 1$ ) ai parametri geotecnici del terreno. Procedendo nel calcolo si ottengono i seguenti valori:

$B = 4,05 \text{ m}$ $L = 4,86 \text{ m}$	$P_{\text{lim M2}} = 4,7 \text{ kg/cm}^2 = 461 \text{ kPa}$
--	---

Sono state quindi valutate le Resistenze  $R_d$  applicando ai valori stimati per i carichi limite M1 e M2, laddove necessario ed in funzione dell'approccio progettuale, ulteriori coefficienti parziali di sicurezza ( $\gamma_R$ ) (Tab. 6.4.I del D.M. 14/01/08) in funzione delle "combinazioni" di calcolo. Si riassumono i valori ottenuti per le varie combinazioni, nelle seguenti tabelle:

APPROCCIO 1		
	Combinazione 1	Combinazione 2
$B = 4,05 \text{ m}$ $L = 4,86 \text{ m}$	$R_{d \text{ M1-R1}} = 10,3 \text{ kg/cm}^2 = 1009 \text{ kPa}$	$R_{d \text{ M2-R2}} = 2,6 \text{ kg/cm}^2 = 255 \text{ kPa}$

APPROCCIO 2	
$B = 4,05 \text{ m}$ $L = 4,86 \text{ m}$	$R_{d \text{ M1-R3}} = 4,5 \text{ kg/cm}^2 = 441 \text{ kPa}$

Allo stesso modo il Progettista dovrà applicare i coefficienti parziali dei casi A1 e A2 per le Azioni o per l'effetto delle azioni ( $\gamma_F$  o  $\gamma_E$  - Tab. 6.2.I del D.M. 14/01/08) definiti in funzione dei carichi e dei loro effetti. Il Progettista dovrà infine verificare che per ogni stato limite ultimo sia rispettata la condizione:  $E_d \leq R_d$

#### 4.2.2. Elementi per le Verifiche alle Tensioni Ammissibili

A titolo indicativo o nel caso in cui per l'intervento di progetto potesse essere applicata la relativa normativa, è stata eseguita una stima della  $P_{\text{amm}}$  adottando il Metodo delle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. 11/03/88, applicando un fattore di sicurezza  $F=3$  ai valori di  $P_{\text{lim}}$ .

$B = 4,05 \text{ m}$ $L = 4,86 \text{ m}$	$P_{\text{amm}} = 3,4 \text{ kg/cm}^2 = 333 \text{ kPa}$
--	--



#### 4.2.3. Elementi per le Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE) – Stima dei cedimenti

Per le verifiche delle strutture allo Stato Limite d'Esercizio (SLE) bisogna in ogni caso tener conto dei cedimenti massimi verificabili in funzione dei carichi di progetto.

Per le strutture di fondazione ipotizzate il calcolo dei cedimenti è stato eseguito utilizzando il metodo di **Burland-Burbidge (1983)**:

$$s = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot (q' - 2/3 \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$

in cui:

$q'$  = pressione efficace lorda (kPa)

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'impasto delle fondazioni (kPa)

$I_c$  = indice di compressibilità, funzione di  $N_{spt}$

$f_s, f_h, f_t$  = fattori correttivi di forma.

Il calcolo viene condotto tenendo conto di vari carichi di esercizio ipotetici e dei relativi cedimenti differiti nel tempo (20 anni). Nei calcoli si è tenuto conto della possibile presenza di carichi pulsanti.

FONDAZIONI NASTRIFORMI		
		Quota di posa a -2,00/-2,20 m dal p.c. attuale
B = 4,05 m L = 4,86 m	$P_{\text{prog-eser}} = 0,9 \text{ kg/cm}^2 = 88 \text{ kPa}$	s = 3-6 mm

Per i terreni di fondazione nastriforme potranno essere utilizzati valori del **coefficiente di sottofondazione di Winkler (w) dell'ordine di 1,5-3 kg/cm<sup>3</sup>** stimati sulla base dei calcoli soprariportati.

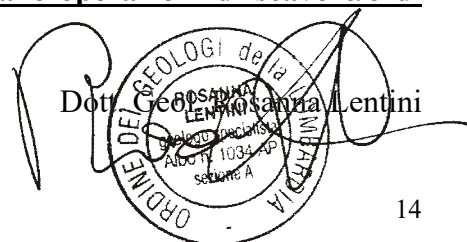
I valori di  $P_{\text{prog-eser}}$  stimati sono in ogni caso conformi al D.M. 11/03/1988 in cui per le strutture di fondazione viene prescritto al paragrafo "C.4.2", un fattore di sicurezza (F) non inferiore a 3, laddove  $P_{\text{amm}} = 1/F \cdot P_{\text{lim}}$ .

I cedimenti, calcolati per le  $P_{\text{prog-eser}}$  ipotizzate, potranno essere utilizzati per le verifiche in condizioni di esercizio (SLE), in quanto dovranno risultare compatibili, nelle diverse condizioni di carico, con la funzionalità della struttura in elevato e con la durabilità e l'esercizio dell'opera.

Rimane a discrezione del Progettista l'utilizzo di  $P_{\text{prog-eser}}$  differenti; si rimane altresì disponibili ad un'ulteriore stima dei cedimenti in relazioni a condizioni di carico diverse.

**In nessun caso i valori stimati (sia per le resistenze che per i cedimenti) potranno essere utilizzati per fondazioni poggianti su livelli o lenti di materiali a caratteristiche geotecniche particolarmente scadenti o in presenza di terreno rimaneggiato dalle operazioni di scavo e/o di fenomeni di ristagno d'acqua al piano di posa.**

Padenghe sul Garda, 12/07/2017



Dott. Geosanna Rosanna Lentini

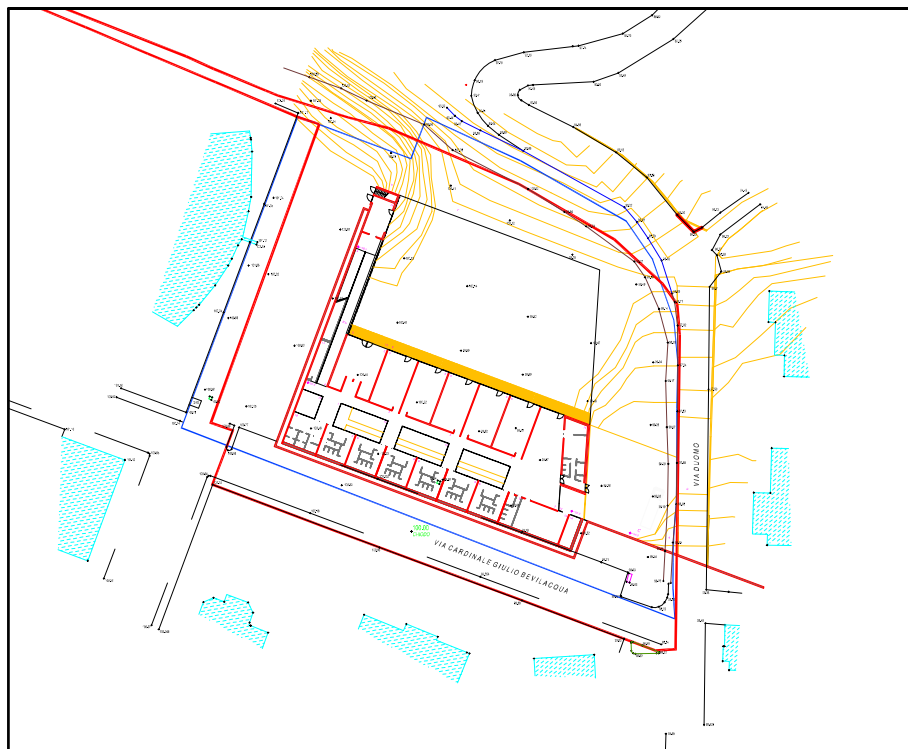
---

Realizzazione nuova scuola materna in Via Cardinale G. Bevilacqua

---

Committente: Comune di Cazzago S. Martino

---



---

RELAZIONE PRELIMINARE AI SENSI DEL D.M. 14/01/08:

MODELLO GEOLOGICO

MODELLO GEOTECNICO

MODELLO GEOFISICO - SISMICO

ELEMENTI PER LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

ANALISI DEL RISCHIO SISMICO AI SENSI DELLA L.R. 12/05 E DELLA D.G.R. 8/7374/2008

---

Data  
Febbraio 2011

---

Il Tecnico

Dott. Geol. Rosanna Lentini  
Ordine dei Geologi della Lombardia n° 1034

---



## INDICE

1. PREMESSA – Riferimenti progettuali e Normativi .....	3
2. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO .....	4
2.1 Inquadramento Geologico-Strutturale .....	5
2.2 Successione Stratigrafica.....	6
2.3 Assetto Geomorfológico e Idrografico .....	7
2.4 Inquadramento Meteo-Climatico.....	9
2.5 Inquadramento Idrogeologico .....	10
2.6 Assetto Idrogeologico Locale di riferimento per il Sito di Progetto.....	11
3. SISMICITA' .....	11
3.1 Inquadramento sismotettonico.....	11
3.2 Sismicità storica .....	13
3.3 Normative Sismiche – Valori di $a_g$ .....	15
4. CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA .....	18
4.1 Sondaggio a carotaggio continuo .....	18
4.2 Prove penetrometriche dinamiche standard (DPHS-SCPT) .....	21
4.3 Piezometri .....	22
4.4 Indagini Sismiche – Dati Sismostratigrafici .....	23
5. MODELLO GEOTECNICO- GEOFISICO .....	28
6. PERMEABILITA' DEI TERRENI .....	30
6.1 ANALISI GRANULOMETRICHE – CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI E STIMA DELLA PERMEABILITA' .....	30
6.2 CONSIDERAZIONI SULLA PERMEABILITÀ DEI TERRENI E LA LORO IDONEITÀ ALLA SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PER SUBIRRIGAZIONE.....	31
7. RISPOSTA SISMICA DEL SITO.....	32
7.1 Categoria di Sottosuolo e Categoria Topografica.....	32
7.2 Pericolosità sismica del sito – Parametri sismici di riferimento .....	34
7.3 Amplificazione Stratigrafica ( $S_s$ ) e Topografica ( $S_t$ ).....	35

8. ANALISI DEL RISCHIO SISMICO – PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE AI SENSI DELLA D.G.R. 8/7374 DEL 2008 .....	37
8.1 ANALISI DI 1° LIVELLO .....	37
8.2 STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI/MORFOLOGICI E DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DI SITO 39	
(2° Livello di approfondimento – All. 5 della D.G.R. 8/7473 del 28/05/2008) .....	39
9. INTERVENTO DI PROGETTO – PROBLEMATICHE REALIZZATIVE – PRESCRIZIONI .....	41
10. ELEMENTI PER LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI .....	43
10.1 Parametri geotecnici di progetto .....	43
10.2 Fondazioni superficiali .....	45
11. OPERAZIONI DI SCAVO – INTERVENTI DI DRENAGGIO - PRESCRIZIONI .....	50
12. COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO DI PROGETTO CON L'ASSETTO IDROGEOLOGICO E MORFOLOGICO DEI LUOGHI .....	51
13. CONCLUSIONI .....	53

## **1. PREMESSA – Riferimenti progettuali e Normativi**

A seguito dei colloqui intercorsi con il *Dott. Arch. Pierpaola Archini*, Responsabile Area Assetto del Territorio del Comune di Cazzago San Martino (BS) e su incarico professionale come da *Det. N°379 del 09/12/2010*, è stato eseguito uno studio geologico-geotecnico preliminare alla “*Progettazione della nuova scuola materna di Cazzago San Martino*”, in Via Cardinale Giulio Bevilacqua.

Il sito di progetto ricade nella *classe di fattibilità “2c”* come da indicazioni contenute nel P.G.T. vigente (PROGETTO ASSOCIATI Sergio Baiguera - Claudio Buizza - Ignazio Ivan Tognazzi ARCHITETTI) definita come “*Area di interesse paesaggistico delle colline moreniche*”.

Scopo dell'indagine è verificare la natura litologica dei terreni di fondazione presenti nell'area e, mediante la caratterizzazione geotecnica, determinare la pressione limite nei casi M1 e M2, le resistenze Rd e stimare i cedimenti relativi ai carichi di progetto.

In fase di progettazione dovranno essere valutate le problematiche riconosciute, allo scopo di predisporre i criteri e le tipologie costruttive più adatte.

E' stato dapprima eseguito il rilievo geolitologico e geomorfologico dell'area in oggetto e di quelle ad essa limitrofe.

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni è stata condotta una campagna geognostica mediante esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo e prove penetrometriche dinamiche standard (S.C.P.T).

Con Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 27/04/2006 il Comune di Cazzago San Martino (BS) è stato classificato in zona sismica 3 ed in particolare nella sottozona con valori di  $a_g$  compresi tra 0.125 e 0.150 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni). Già l'Ordinanza P.C.M. 3274/2003 includeva il territorio comunale, precedentemente non classificato in area sismica (D.M. 05.03.1984 e successive integrazioni), in zona sismica 3 (All. A Ord. P.C.M. 3274/03 e All. A della D.G.R. n° 7/14964 del 7/11/03).

E' stata quindi eseguita l'analisi del rischio sismico valutando la risposta sismica locale in relazione alle condizioni geologiche e geomorfologiche riconosciute per il sito d'intervento e che possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base dell'area. L'analisi eseguita costituisce la verifica “sito-specifica” di quanto già elaborato nello *Studio Geologico di supporto al Piano di Governo del Territorio* (Dott. Geol. A.Uggeri e Dott. Geol. P. Davide Fantoni, Luglio 2006), tenendo conto sia della tipologia progettuale (edificio con funzioni pubbliche) sia delle modifiche normative, inerenti la pianificazione territoriale geologica, intercorse (D.G.R. n° 8/7374 del 2008), che introducono alcune varianti nel procedimento di valutazione del Rischio Sismico.

Per la caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi, secondo le metodologie indicate per l'analisi di 2° livello, e per la definizione di un modello geofisico e geotecnico affidabile, in accordo con quanto prescritto dall'All. 5 della D.G.R. 8/7374 del 2008, nonché per la valutazione delle velocità  $V_{s30}$  di sito è stato eseguito uno **stendimento di sismica multicanale con acquisizione delle onde superficiali**, comprese quelle a bassa frequenza, ed elaborazione dei dati secondo la **procedura tipo MASW**.

Lo studio è stato condotto in prospettiva sismica, secondo le linee contenute nei riferimenti legislativi vigenti (OPCM 3274/03 - OPCM 3519/06 e D.M. 14/01/08 . D.G.R. 8/7374 del 2008); le indagini sono state eseguite secondo le prescrizioni e gli oneri contenuti nelle raccomandazioni A.G.I. (1977).

Si allega:

- Corografia con ubicazione dei pozzi (scala 1:10.000)
- Carta geologica con elementi geomorfologici e del reticolo idrico (scala 1:5.000)
- Carta della Pericolosità sismica locale (1:2.000)
- Carta di individuazione delle aree di amplificazione topografica (scala 1:2.000)
- Sezione di analisi degli effetti di amplificazione topografica (scala 1:500)
- Planimetria con ubicazione dei punti di indagine (scala 1:500)
- Stratigrafia sondaggio
- Diagrammi analisi granulometriche
- Diagrammi Prove Penetrometriche
- Tavole Fotografiche
- Stratigrafie Pozzi

## **2. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO**

Il sito d'interesse è ubicato in Via Cardinale Giulio Bevilacqua nella porzione Nord del del centro abitato di Cazzago San Martino. L'area oggetto di studio, identificata nei dati catastali NCTR Foglio 17, mappali 136 e 263, ed è inserita in un contesto collinare debolmente acclive, poco a monte della scarpata morfologica di raccordo alla Valle del Longherone.

Nella presente relazione viene fornito, sulla base di tutti i dati raccolti, un inquadramento geologico generale e vengono descritte le unità litologiche presenti nell'area d'interesse ed in un intorno significativo.

Lo studio delle caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche ed idrografiche del territorio d'interesse si è articolato mediante una prima fase di acquisizione dei dati reperibili in letteratura ed in particolare di quelli riportati nello *Studio Geologico di supporto al Piano di Governo del Territorio* (Dott. Geol. A. Uggeri e Dott. Geol. P. Davide Fantoni, Luglio 2006), nonchè tratti da studi eseguiti dalla scrivente e dal Dott. Geol. Giorgio Crestana, in Comune di Cazzago San Martino.

Quindi si è proceduto alla fase di analisi mediante i rilievi geologici e geomorfologici di campagna presso l'area di progetto ed il suo immediato intorno.

## **2.1 Inquadramento Geologico-Strutturale**

Il territorio di Cazzago San Martino è inserito nell'ambito **Prealpino Bresciano Occidentale**, in corrispondenza della regione del **Basso Sebino**.

L'evoluzione tettonica della regione, nell'ambito della formazione della catena alpina, ha coinvolto nelle differenti epoche geologiche i termini della copertura sedimentaria in complesse strutture deformative e plicative.

Nel settore più prossimo a Cazzago Sam Martino, il **substrato roccioso** è riferibile alla successione stratigrafica mesozoica rappresentata dalle Formazioni riferite al Gruppo del “*Medolo*” a quello del “*Selcifero*” fino alla Formazione della *Maiolica*. Tali formazioni affiorano esternamente al territorio comunale, nella fascia pedemontana posta più a nord, nei territori di Iseo, Provaglio d'Iseo e Passirano.

Nel Quaternario, successivamente alle fasi di formazione della catena, si instaurò una sedimentazione di tipo continentale; si origina così l'apparato glaciale sebino.

Gli apparati morenici, individuati durante le diverse fasi glaciali, hanno infatti diffusamente interessato le aree di catena, con particolare riguardo allo sbocco delle principali vallate alpine verso la pianura dove si sono depositati sedimenti glaciali e fluvioglaciali.

L'anfiteatro morenico sebino si è quindi formato a seguito del ritiro dei ghiacciai alpini canalizzati nel solco strutturale preesistente ad andamento giudicariense, ed è costituito da distinte cerchie collinari con andamento circa concentrico rispetto al lago. Allo scioglimento delle masse glaciali nei periodi interglaciali, sono da correlare le potenti sequenze fluvioglaciali, riprese successivamente dai corsi d'acqua olocenici, cui può essere riferito il livello fondamentale della pianura padana attuale.

In relazione all'individuazione dell'apparato morenico sebino si sono depositati durante le fasi glaciali pleistoceniche, sedimenti glaciali e fluvioglaciali appartenenti a diverse unità. In territorio di Cazzago affiorano, a partire dalla più antica, le seguenti unità:

- ***Alloformazione di Fantecolo***
- ***Alloformazione di Monte Piano***
- ***Allogruppo di Monte Rotondo***
- ***Alloformazione di Iseo***
- ***Unità Postglaciale***

La cerchia più esterna e quindi più antica è rappresentata dalla *Alloformazione di Fantecolo* (Pleistocene medio), cui si associano le blande alture collinari che segnano il passaggio all'Alta Pianura ghiaiosa, presente nel settore centro-meridionale del territorio. Le unità riconducibili alla *Alloformazione di Fantecolo* sono separate in due porzioni dall'incisione della valle dello scaricatore Longherone. In riva sinistra (Bornato) si alternano aree rilevate e depresse; in riva destra si distingue un'area morfologicamente articolata (Calino) e un'area subpianeggiante, coincidente con l'abitato di Cazzago (settore entro cui si colloca il sito d'interesse); entrambe sottendono depositi glaciali. A nord di Bornato le colline dell'unità sono sovrastate topograficamente dai cordoni morenici del *Allogruppo di Monte Piano*. A nord di Calino, invece, tra le due unità è interposta una piana fluvioglaciale

edificata da un altro scaricatore, attivo durante le fasi più antiche dell'episodio Monterotondo, responsabile dell'apertura della 'porta' di Calino.

In prossimità del limite occidentale l'unità è ulteriormente smembrata da uno scaricatore, appartenente ad una fase Monterotondo più recente, che ha 'sfondato' l'alto cordone di Monte Piano in corrispondenza di Adro e terrazzato la succitata piana fluvioglaciale più antica. I depositi del *Allogruppo di Monterotondo* sono in rapporto di erosione e terrazzamento con tutte le unità più antiche presenti nel territorio comunale.

In corrispondenza della valle del Longherone, le unità più recenti dell'allogruppo sono a loro volta incise e terrazzate da depositi fluvioglaciali del *Alloformazione di Iseo*. Infatti l' *Alloformazione di Iseo* rappresenta l'espressione geologica dell'ultima glaciazione (Last Glacial Maximum=LGM), la cui entità è stata molto ridimensionata dalla revisione stratigrafica in atto. Al di fuori del territorio comunale, essa struttura la porzione più interna dell'anfiteatro, con cordoni morenici la cui quota massima è compresa tra i 200 e i 220 m. L'unità coincide morfologicamente con il fondovalle del Longarone, dove terrazza i depositi del *Allogruppo di Monterotondo*. Essa rappresenta il principale scaricatore glaciale del LGM. La sua evidenza morfologica si mantiene oltre lo sbocco della valle del Longherone, fino al limite orientale del territorio comunale, da cui fuoriesce ad est di Barco.

**Le colline su cui insiste il centro abitato di Cazzago San Martino ed anche il sito di progetto, sono incluse nell'ordine delle cerchie moreniche riferibili ai più antichi depositi glaciali riferibili alla *Alloformazione di Fantecolo*.**

## **2.2 Successione Stratigrafica**

Viene di seguito elencata la successione delle unità stratigrafiche presenti con una descrizione delle principali caratteristiche litologiche e correlandole ai recenti sistemi di classificazione e datazione delle unità delle coperture quaternarie e neogeniche. Si è fatto quindi riferimento alla "Carta Geologica della Regione Lombardia derivata dalla Banca dati del Progetto CARG 1:10.000, Sezione D5a4 – Passirano", nella quale è stato utilizzato l'approccio *allostratigrafico*.

In questa branca della stratigrafia vengono introdotte nuove unità stratigrafiche, definite sulla base delle discontinuità che le separano; secondo questo approccio si definisce l'*alloformazione* come unità di riferimento primaria da cui derivano le altre unità con diverso rango (*unità, allomembro, allogruppo ecc.*). In questa distinzione, all'interno di una stessa *unità in senso lato* si ritrovano differenti facies litologiche legate pertanto a fenomeni morfogenetici diversi.



La successione stratigrafica delle unità litologiche riconosciute presso il sito di progetto e nell'immediato intorno possono essere così schematizzate dalla più antica alla più recente e riferendosi alle unità allostratigrafiche sopracitate:

#### **DEPOSITI GLACIALI - “Alloformazione di Fantecolo” (Fa) Pleistocene Medio**

Si tratta dei depositi glaciali e glacigenici costituenti le cerchie moreniche correlate alle fasi glaciali più antiche presenti nel territorio. Essi risultano eterogenei per natura e granulometria e sono caratterizzati da potenti sequenze deposizionali costituite quasi esclusivamente da diamicton massivi a supporto di matrice limoso sabbiosa, sovraconsolidata, a clasti centimetrici prevalenti e decimetrici, in percentuali tra 30% e 50 %; Talora si hanno variazioni granulometriche con intervalli in prevalenza limoso-argillosi organizzati in lenti e/o corpi stratificati con contenuto variabile dello scheletro sabbioso e ghiaioso. Al loro interno si trovano frequentemente anche grossi blocchi e/o trovanti poligenici di svariate dimensioni..

#### **DEPOSITI FLUVIOGLACIALI - “Alloformazione di Iseo” (Is) Pleistocene Superiore**

Tali depositi presentano un minore assortimento granulometrico rispetto ai terreni più antichi; la presenza di termini grossolani, quali ghiaie e sabbie, è da mettere in relazione alla selezione idraulica operata dall'ambiente deposizionale di tipo fluvioglaciale contraddistinto generalmente da corsi d'acqua competenti la cui genesi è connessa allo scioglimento delle masse glaciali. Sono costituiti prevalentemente da ghiaie da massive a rozzamente stratificate, a prevalente supporto clastico o di matrice sabbiosa, con ciottoli subarrotondati/arrotondati e moda compresa tra 2 e 10 cm. In alcuni casi, in particolar modo nella fascia di territorio occupata dal Fosso Longherone, si rinvencono livelli e/o lenti di ghiaie e sabbie legate a depositi di contatto glaciale o/o depositi di tipo alluvionale. Possono essere presenti trovanti lapidei di notevoli dimensioni.

## **2.3 Assetto Geomorfologico e Idrografico**

Il sito d'interesse è ubicato in Via Cardinale Bevilacqua, ai margini settentrionali del centro di Cazzago San Martino, in fregio alla scarpata morfologica che delimita la sponda destra del Fosso Longherone.

### **2.3.1 Inquadramento geomorfologico**

L'assetto morfologico dell'intera area risulta estremamente complesso ed è stato determinato dal sovrapporsi nelle epoche geologiche di ambienti morfogenetici estremamente diversificati.

Nelle epoche più antiche la formazione della catena prealpina e l'evolversi delle strutture tettoniche portarono all'individuazione di un solco strutturale piuttosto marcato e di rilievi montuosi pronunciati.

Sui rilievi e le depressioni di origine tettonica ha successivamente agito il modellamento glaciale correlato all'evoluzione dell'apparato morenico sebbino, con accentuazione del solco strutturale preesistente e formazione, al fronte del ghiacciaio di archi morenici, piane fluvioglaciali e

glaciolacustri ben articolati, correlati alla varie fasi di espansione e di ritiro della lingua glaciale con massima estensione fino al Monte Orfano. Il succedersi delle glaciazioni ha portato alla formazione di sistemi morenici pressoché concentrici, di cui quelli più esterni risultano più antichi.

Con il passaggio verso le attuali condizioni climatiche i fenomeni geomorfici legati all'idrografia superficiale ed alla gravità si sostituiscono a quelli glaciali apportando modifiche sostanziali al paesaggio dando luogo a valli più o meno incise erose dai torrenti proglaciali.

Infine l'azione antropica di modellamento della superficie topografica, dapprima essenzialmente legata alle pratiche agricole e di pesca e successivamente alla progressiva urbanizzazione ed alla realizzazione delle vie di comunicazione, ha portato nel tempo il territorio all'attuale configurazione.

### **2.3.2 Assetto morfologico locale**

Il sito di progetto, nel complesso contesto morfologico descritto, si estende alla sommità di un versante terrazzato piuttosto acclive rappresentato da potenti depositi morenici (cordoni morenici con andamento NE-SW ed E-W) che si raccorda con la piana della Valle del Longherone determinando due contesti geologici-geomorfologici differenti: il primo di versante delimitato alla sommità da un netto orlo di terrazzo, il secondo di piana fluvioglaciale.

La scarpata presente in fregio al margine settentrionale, seppure acclive e localmente modificata antropicamente (viabilità), non risulta essere interessata da significativi fenomeni geomorfici ed il sito appare nel complesso stabile.

### **2.3.3. Idrografia**

L'idrografia dell'area d'intervento è caratterizzata da impluvi incisi, e valli "fossili" erose dai torrenti proglaciali (scaricatori) che incidono le cerchie esterne fuoriuscendo dall'anfiteatro morenico nelle varie fasi di ritiro ed espansione della lingua glaciale. Il reticolo idrografico è poco sviluppato e gerarchizzato, e lo scorrimento idrico superficiale avviene prevalentemente in maniera diffusa con fenomeni di erosione superficiale in corrispondenza dei versanti più acclivi.

La valle del Longherone, perfetto esempio di scaricatore glaciale, si estende al piede del versante collinare ed è incisa dal Fosso Longherone le cui attuali dimensioni sono sproporzionate rispetto all'ampiezza della Valle omonima dovuta invece alle fasi di massima espansione del ghiacciaio Camuno.

Il Torrente Longherone/Longarone, che nasce dalle Colline dell'anfiteatro morenico iseano, scorre a nord dell'abitato di Cazzago San Martino, in molti suoi tratti intubato e/o delimitato da sponde in terra fino alla sua immissione nel Laghetto artificiale "I Pai" da cui diparte un canale disperdente realizzato in tempi recenti dal Genio Civile.

Il sito di progetto non interferisce con alcun elemento idrografico ed il deflusso idrico avviene per spaglio superficiale.

## 2.4 Inquadramento Meteo-Climatico

Vengono di seguito illustrati alcuni aspetti riguardanti la climatologia ed in particolare la distribuzione delle precipitazioni, nell'area in esame che è compresa in un contesto climatico di transizione tra clima medio-europeo e clima nord-mediterraneo, caratterizzato da prevalenti piogge equinoziali e periodi di siccità estiva.

L'area in esame e il suo intorno immediato afferiscono ad un ambito meteo-climatico di tipo continentale tipico della fascia dell'Alta Pianura, in relazione ai diversi influssi che la Pianura Padana ed il margine prealpino rivestono sui differenti settori costituenti il paesaggio.

Le precipitazioni medie annue, per il territorio in cui ricade l'area in esame, sono inquadrabili in un contesto di transizione tra **zona di pianura e zona intermedia** (*"Studio delle precipitazioni intense"* pubblicato dalla Provincia di Brescia nel 1985); sono rilevate precipitazioni medie annue comprese rispettivamente tra gli 880 mm ed i 1100 mm (crescenti con leggero gradiente avvicinandosi alla zona pedemontana).

Alcuni dati riferiti a misure effettuate dagli osservatori meteoclimatici di Paratico e Cortefranca evidenziano infatti valori di precipitazioni medie annue di circa 1115 mm. Il regime "sublitoraneo padano" presenta valori di precipitazioni massime equivalenti nelle stagioni intermedie.

La variabilità microclimatica del territorio, che deriva anche dall'esposizione e dalla quota, può avere scarsa influenza sulla distribuzione ed intensità delle precipitazioni; più marcato appare l'effetto che possono avere sulle precipitazioni i movimenti d'aria indotti dalla fascia prealpina.

L'andamento delle piogge intense di durata massima di 1 ora o maggiore e le relative curve segnalatrici di possibilità climatica permettono di valutare l'altezza massima di pioggia in mm (h) per una precipitazione di durata "t" per un tempo di ritorno prescelto e prefissato (T=10 anni).

Mancando dati pluviometrici relativi al Comune di Cazzago s/M, per uno studio idrologico si ritiene attendibile, data la corrispondenza della latitudine e dell'orografia territoriale, prendere come riferimento per le piogge intense:

### ■ la curva di possibilità climatica di Borgonato:

$$h = 41,1 \times t^{0,28}$$

### ■ la curva di possibilità climatica di Chiari:

$$h = 48,3 \times t^{0,27}$$

## 2.5 Inquadramento Idrogeologico

Il sottosuolo del comune di Cazzago San Martino è caratterizzato dalla presenza di diverse unità idrogeologiche la cui sequenza, a grande scala, rimane pressoché costante e continua su tutto il sottosuolo del territorio comunale a partire dal **substrato roccioso** più profondo fino ad arrivare al **complesso morenico** più superficiale. Si sottolinea tuttavia come sia possibile distinguere un settore più francamente riferibile ad un contesto “di pianura” ed un ambito più francamente “morenico” con caratteristiche peculiari a scala locale.

### Ambito di Pianura

A tetto del **substrato roccioso**, generalmente caratterizzato da permeabilità discontinua, legata principalmente al grado di fratturazione ed alla natura litologica delle formazioni rocciose si sviluppa il **complesso conglomeratico inferiore** (“seconda litozona acquifera” Auct.). Esso è costituito prevalentemente da ghiaie e sabbie, generalmente ben cementate (*conglomerati*) la cui permeabilità aumenta in relazione alla presenza di fratture e/o di sistemi di discontinuità ed alla loro distribuzione. La modalità di circolazione può variare seguendo percorsi che coincidono con il reticolo dei giunti di discontinuità principali (diaciasi e faglie - major joint), in cui vengono raggiunti i valori di permeabilità maggiori. Questa unità è intercettata da numerosi pozzi pubblici e privati.

A tetto di questa unità si sviluppa il **complesso argilloso** costituito da argille inglobanti ghiaie a supporto di matrice avente una potenza variabile dai 10 ai 20 m. La continuità laterale di questa unità non è in grado di garantire il completo isolamento dell’acquifero sottostante su tutta l’estensione del territorio comunale.

Al di sopra del complesso argilloso si ritrova il **complesso ghiaioso superiore**, sede dell’acquifero superficiale, costituito principalmente da sabbie e ghiaie con trovanti, talvolta cementate aventi elevata permeabilità. La presente unità, laddove non è sormontata dal complesso morenico, raggiunge quasi sempre la superficie topografica. Questo complesso è il più sfruttato ai fini della captazione idrica.

Nel suo insieme l’**idrostruttura** del sottosuolo di Cazzago San Martino, nella porzione più francamente di pianura, è definita da un unico acquifero, talora separato in due livelli sovrapposti dalla sequenza argillosa, ad elevata permeabilità la cui base appoggia sul substrato roccioso impermeabile.

### Ambito Morenico

Al tetto della serie delle unità idrogeologiche sopraindividuate, o talora con esse interdigitate, si ha il **complesso morenico** caratterizzato da depositi glaciali, generalmente a bassa permeabilità; in questo ambito la **circolazione idrica possiede caratteristiche peculiari** con ricaduta principalmente nel **settore settentrionale** del territorio comunale, di maggiore interesse per l’intervento di progetto.

I depositi del Complesso Morenico, a spessore da plurimetrico a pluridecamentrico, con permeabilità molto variabile ma complessivamente bassa, presentano al loro interno lenti o intercalazioni di materiali più permeabili, che determinano la circolazione di modeste falde superficiali, per lo più discontinue e poco produttive, ma potenzialmente interferenti con i piani interrati delle costruzioni. Nelle piane fluvioglaciali o di contatto glaciale maggiormente estese, quale la Valle del Longherone, possono essere altresì presenti acquiferi superficiali freatici, maggiormente continui e produttivi, in funzione dello spessore dei depositi fluvioglaciali, ghiaioso-sabbiosi ed a buona permeabilità, delimitati alla base dalla sequenza morenica, a scarsa permeabilità.

## 2.6 Assetto Idrogeologico Locale di riferimento per il Sito di Progetto

L'assetto idrogeologico dell'area d'interesse risulta caratterizzato dal cosiddetto “*complesso morenico*” ampiamente diffuso nel settore settentrionale del territorio comunale costituito da depositi glaciali (*diamicton*) a supporto di matrice generalmente a bassa permeabilità. In realtà all'interno di questi depositi possono essere presenti acquiferi superficiali, cui corrispondono falde sospese circolanti talora a scarsa profondità dal p.c., alimentate dalle precipitazioni meteoriche, con debole grado di artesianesimo e con direzione di flusso da monte verso valle. Si tratta di livelli idrici di norma discontinui, la cui produttività è in ogni caso modesta. Questi acquiferi trovano circolazione entro livelli litologicamente grossolani, confinati in sequenze litologiche argillose e argilloso-limose semipermeabili o impermeabili e possono determinare **emergenze idriche**, quali venute sorgentizie, perlopiù di modesta entità.

Presso il sito di progetto possono quindi essere riscontrati fenomeni di circolazione idrica entro livelli prevalentemente sabbioso-ghiaiosi intercalati alla sequenza glaciale complessivamente poco permeabile, potenzialmente interferenti con i fronti di scavo di progetto e con i piani interrati.

## 3. SISMICITA'

### 3.1 Inquadramento sismotettonico

In questo settore, che ricade lungo il bordo sudalpino centrale, i lineamenti tettonici sono riconducibili a diversi sistemi regionali che generano complessi campi tensionali.

Nel settore settentrionale della pianura è presente il sistema di sovrascorrimenti S-vergenti che costituiscono la continuazione in pianura delle Prealpi Lombarde. Nella fascia meridionale si ha invece un pronunciato sistema di embricazione N-vergente che costituisce l'avanfossa essenzialmente pliocenica dell'Appennino settentrionale.

I due sistemi entrano in collisione nella parte mediana della pianura; il fronte settentrionale è inquadrabile all'interno dei sistemi di deformazione del Miocene medio-superiore, quello meridionale è essenzialmente pliocenico. A partire dalla fine del Pleistocene inf. entrambi i margini del Bacino Padano sono in sollevamento in seguito alla formazione di un bacino flessurale più simmetrico.

Nel bresciano, dalla sponda occidentale del Garda fino ai dintorni di Brescia, le strutture di maggiore risalto morfo-strutturale sono quelle NNE-SSW del Sistema delle Giudicarie, nonché le più antiche linee ad orientamento dinarico (NW-SE) e valsuganese (circa E-W), talora riattivate. Le strutture distensive più recenti sembrano essere attribuibili in ogni caso alle fasi di sollevamento plio-pleistocenico, con direzioni prevalenti NE-SW e NW-SE.

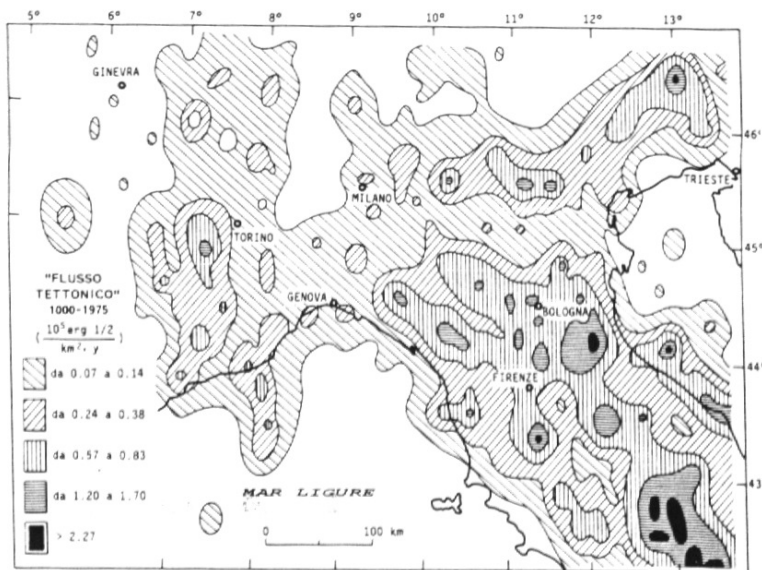
A livello strutturale la zona di Brescia, localizzata all'interno della cintura di deformazione dei sistemi della Valsugana e Val Trompia (circa E-W) e delle Giudicarie (NNE-SSW), si differenzia nettamente dall'area veronese, collocata all'esterno della stessa cintura sul bordo di una zona più rigida, tabulare e omoclinale.

Sebbene siano aree inserite in un contesto strutturale differente, l'attività sismica storica sia attorno a Verona che a Brescia documenta un legame tra i due settori.



La localizzazione dell'attività sismica nelle Prealpi si concentra lungo il margine della pianura e nelle fasce immediatamente adiacenti la zona pedemontana, propagandosi da questa verso N, nella zona gardesana (vedi Figura 1).

Al contrario, la zona del nucleo della catena, del massiccio dell'Adamello, la zona del Lineamento Insubrico sono totalmente prive di attività sismica significativa e ancor meno sono attivi i nuclei strutturali più interni della catena nordalpina adiacente.



**Figura 1** – “Flusso tettonico” medio (energia prodotta dai terremoti che attraversa l'unità di superficie nell'unità di tempo), valutato per gli ultimi 1000 anni nell'Italia settentrionale e in Lombardia. (Cattaneo et al., 1978)

La più importante area tettonica “sorgente” è rappresentata dall'area tirrenica e dalla zona appenninica interna, che sono state sottoposte a processi distensivi dal Miocene superiore in poi. A questa si associa lo spostamento della

placca africana verso N al ritmo di circa 1 cm/anno.

L'effetto di questi due meccanismi si esprime soprattutto lungo i limiti dei grandi domini morfostrutturali, come la zona pedemontana compresa tra la Pianura Padana e le Prealpi.

Secondo alcuni autori la localizzazione morfostrutturale comune dell'area di Verona e di Brescia rispetto al campo tensionale residuo in atto sarebbe dunque la causa principale della sismicità di queste due zone. Più recentemente la relativamente elevata sismicità del territorio bresciano è stata interpretata come indicativa di una consistente attività neotettonica nella zona. Pur mancando uno studio che ricostruisca su vasta scala e in maniera soddisfacente i movimenti neotettonici nell'area bresciana, alcuni lavori di dettaglio permettono di delineare un primo quadro interpretativo.

In particolare la corrispondenza e la connessione tra le strutture geologiche e le zone sismicamente attive dimostrerebbero come siano ancora in atto movimenti tettonici connessi all'orogenesi alpina. Molti autori ritengono infatti che la maggior parte delle superfici tettoniche segnalate nella letteratura geologica rivestano un'elevata e significativa importanza nel quadro sismotettonico generale. Ciò è confermato dall'ubicazione degli ipocentri sismici del bresciano, posti in corrispondenza della parte più pellicolare della crosta (tra i 5 e i 15 km).

Oltre ai movimenti lineari che si possono verificare lungo superfici di discontinuità preesistenti e che portano a classificare le faglie e le superfici tettoniche come attive, si sviluppano anche movimenti areali di carattere neotettonico.

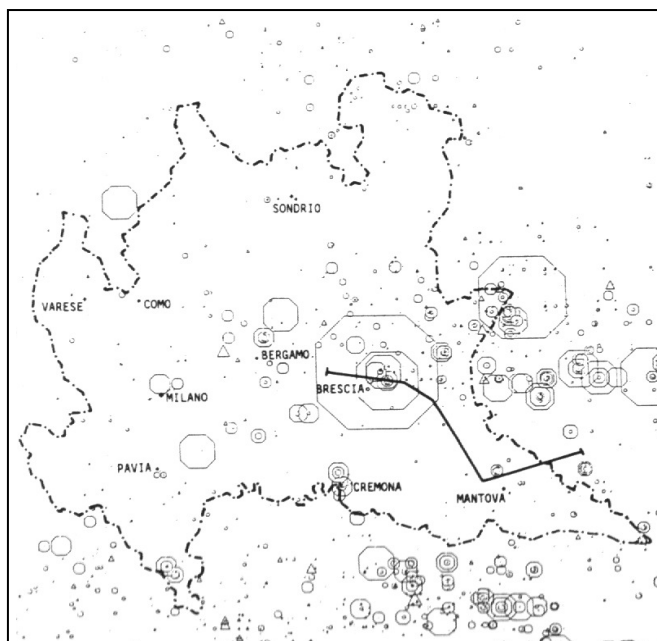
A tal proposito le strutture delineatesi a partire dal Pleistocene inf. possono costituire una sorgente sismogenetica, lungo le più recenti direzioni NE-SW e NW-SE o riattivando i sistemi già delineatisi nel neogene, riutilizzando le antiche superfici di sovrascorrimento e i loro frequenti svincoli trasversali.



I dati di letteratura attribuiscono ai sistemi distensivi descritti una valenza superficiale, non superando i 10 km di profondità. E' possibile che a livelli strutturali più profondi l'edificio della catena sia ancora influenzato da processi collisionali subduttivi. Sebbene sia ritenuta possibile la coesistenza di eventi sismici con caratteri compressivi in profondità che passino a sismi legati a distensione in superficie, non è stato tuttora elaborato un modello geodinamico che tenga conto in modo soddisfacente della coesistenza tra contrazione e distensione.

### 3.2 Sismicità storica

L'area bresciana è stata interessata in epoca storica a partire dall'anno 1000 da eventi sismici, riportati nel catalogo del C.N.R. (vedi Tabella 1). In particolare si segnalano eventi sismici con epicentro nel bresciano ovvero i cui effetti si sono risentiti nel territorio.



**Figura 2** – Terremoti segnalati in Lombardia dall'anno 1000 al 1984. La dimensione dei poligono è proporzionale alla magnitudo dei sismi. (tratto da A.A.V.V. "Guide Geologiche Regionali -Alpi e Prealpi Lombarde-11 itinerari", 1990)

Il terremoto di magnitudo più elevata è segnalato nel 1222 ( $M=6.8$ , attualmente oggetto di revisione) con epicentro nel bresciano; nel secolo scorso sono i terremoti con epicentro a Salò che hanno fatto segnare i valori di magnitudo più elevati (1901  $M=4.9$  e 1932  $M=5.2$ ). Si segnala il terremoto con epicentro a Gussago (1894  $M=4.7$ ).

Le aree più frequentemente interessate da eventi sismici, come illustrato in Figura 2, sono quella gardesana e della città di Brescia. Terremoti con effetti significativi anche nell'area bresciana possiedono epicentro prevalentemente nel veronese. Anche l'evento sismico localizzati in Friuli e quelli recenti nella regione dinarica hanno prodotto un certo risentimento nell'area bresciana.

**Tabella 1 – Eventi sismici inclusi nel Cat. C.N.R. con epicentro nel Bresciano fino al 1985**

1. Eventi sismici inclusi nel Cat. C.N.R. con epicentro nel Bresciano											
Anno	M	G	H	'	"	Lat.	Long.	I	M	Tav.Igm	Epicentro
1064	4	11	-	-	-	45°32'	10°12'	VIII	5.2	47 IV SE	Travagliato
1964	4	11	11	-	-	45°30'	10°15'	VII	4.7	47 II NO	Castenedolo
1197	-	-	-	-	-	45°32'	10°14'	IX	5.7	47 I SO	Bresciano
1222	12	25	11	-	-	45°32'	10°12'	XI	6.8	47 IV SE	Bresciano
1249	7	25	2	-	-	45°30'	9°15'	VII	4.7	45 II NO	Lombardia
1471	8	15	21	-	-	45°32'	10°13'	VI	4.1	47 I SO	Brescia
1471	-	-	-	-	-	45°32'	10°13'	V/VI	3.9	47 I SO	Brescia
1540	9	1	-	-	-	45°32'	10°13'	VI	4.1	47 I SO	Brescia
1799	27	3	-	-	-	45°10'	10°30'	V	3.6	48 III NO	Desenzano
1799	5	29	19	-	-	45°10'	10°30'	VI/VII	4.4	48 III NO	Desenzano
1839	8	9	8	45	-	45°30'	10°10'	VI	4.1	47 III NE	Bagnolo Mella
1857	1	31	18	10	-	45°45'	10°28'	V	3.6	35 III SO	Idro
1857	2	1	23	12	-	45°45'	10°28'	VII	4.7	35 III SO	Idro
1879	1	7	-	-	-	45°42'	10°40'	V	3.6	35 III SE	Gargnano
1879	1	14	6	45	-	45°42'	10°40'	VII	4.7	35 III SE	Gargnano
1879	1	14	6	50	-	45°42'	10°40'	V/VI	3.9	35 III SE	Gargnano
1879	1	14	6	55	-	45°42'	10°40'	VII	4.7	35 III SE	Gargnano
1879	1	26	-	-	-	45°42'	10°40'	V	3.6	35 III SE	Gargnano
1879	3	-	-	-	-	45°42'	10°40'	V	3.6	35 III SE	Gargnano
1879	4	-	-	-	-	45°42'	10°40'	V	3.6	35 III SE	Gargnano
1879	6	-	-	-	-	45°42'	10°40'	V	3.6	35 III SE	Gargnano
1887	10	1	-	-	-	45°45'	10°45'	VII	4.7	35 II SO	Tremosine
1894	11	27	5	7	55	45°38'	10°6'	VII	4.7	47 IV NE	Gussago
1897	5	20	0	1	-	45°36'	10°31'	IV/V	3.3	48 IV NO	Salò
1898	11	16	13	53	0	45°36'	10°31'	VI	4.1	48 IV NO	Salò
1900	1	18	17	15	-	45°33'	10°27'	IV/V	3.3	47 I SE	Bedizzole
1900	3	11	21	-	-	45°50'	10°29'	V/VI	3.9	35 III NO	Bagolino
1901	10	30	14	49	58	45°36'	10°31'	VII/VIII	4.9	48 IV NO	Salò
1901	11	8	16	40	-	45°36'	10°25'	IV/V	3.3	47 I NE	Gavardo
1903	5	29	7	30	-	45°42'	10°40'	V/VI	3.9	35 III SE	Gargnano
1904	7	3	6	7	20	45°38'	10°2'	V	3.6	45 IV NO	Iseo
1905	12	6	19	30	-	45°50'	10°28'	IV/V	3.3	35 III NO	Bagolino
1905	12	10	-	-	-	45°55'	10°10'	VII	4.7	34 I NO	Breno
1909	6	3	0	49	3	45°42'	10°34'	V	3.6	35 III SO	Idro
1916	9	25	23	45	-	45°36'	10°31'	IV/V	3.3	48 IV NO	Salò
1918	7	19	19	3	-	45°36'	10°31'	IV	3.1	48 IV NO	Salò
1919	11	23	1	50	-	45°33'	10°15'	IV/V	3.3	47 I SO	Brescia
1931	4	14	22	12	52	45°48'	10°24'	VI/VII	4.5	34 II NE	Collio
1932	2	19	12	57	11	45°36'	10°30'	VIII	5.2	48 IV NO	Salò
1932	2	20	5	3	9	45°30'	10°30'	V	3.6	48 III NO	Desenzano
1934	3	23	1	46	50	45°48'	10°6'	V/VI	4.3	34 III NE	Pisogne
1936	10	18	2	50	-	45°36'	10°31'	IV/V	3.3	48 IV NO	Salò
1947	12	25	20	42	34	45°42'	10°12'	VI	4.1	34 III SE	Gardone V.T.
1950	11	2	16	51	12	45°47'	10°40'	V	3.6	35 III NE	Valvestino
1951	2	25	1	51	54	45°56'	10°17'	IV/V	3.3	34 I NO	Breno
1952	5	3	20	56	45	45°30'	10°24'	V	3.6	47 II NE	Calcinato
1964	7	23	3	54	48	45°54'	10°12'	V	3.6	34 IV SE	Darfo-Boario
1970	1	3	23	44	19	45°28'	10°9'	?	3.6	47 III NE	Bagnolo Mella
1970	4	19	18	16	32	45°39'	10°27'	VI	4.1	47 I NE	Gavardo
1974	5	19	13	20	12	45°36'	10°18'	IV/V	3.3	47 I NO	Lumezzane

Più di recente si sono verificati altri eventi, seppure di magnitudo non elevata, con epicentro nel Bresciano (Area sebina e area gardesana meridionale).

Si segnala infine per intensità l'evento sismico verificatosi il 24/11/04, con magnitudo 5.2 e con epicentro nell'immediato entroterra di Salò.

### **3.3 Normative Sismiche – Valori di $a_g$**

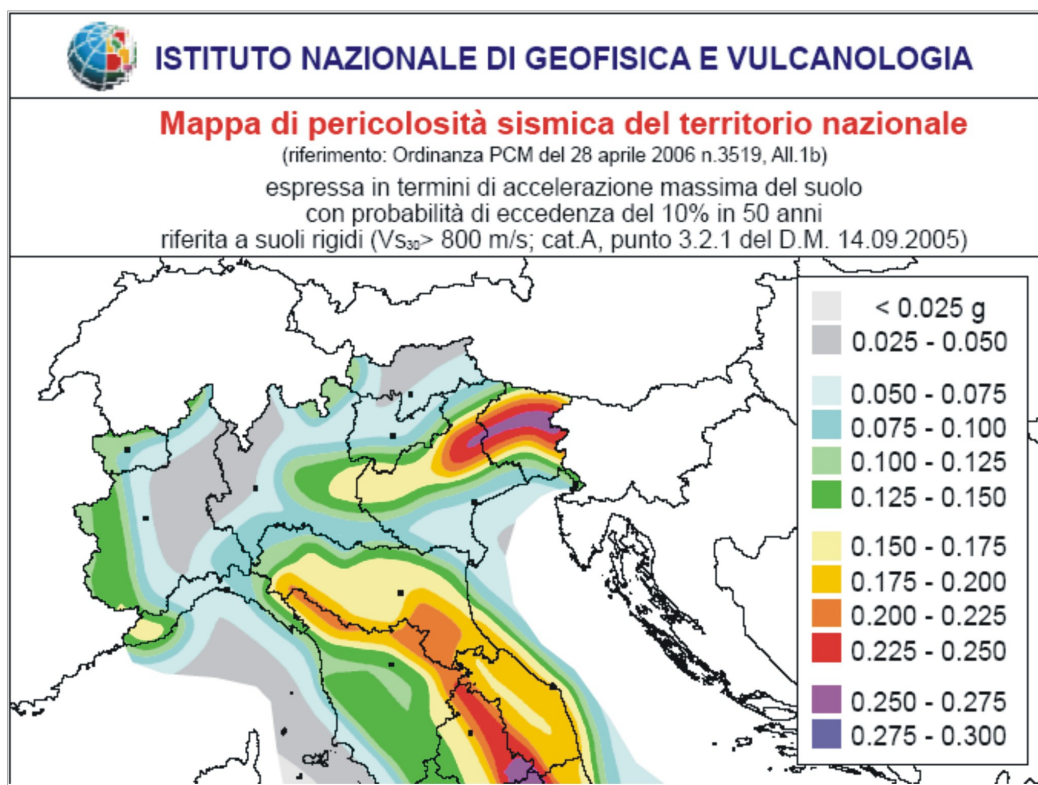
La normativa sismica (D.M. 16 Gennaio 1996) in Italia, anteriormente al Marzo 2003, suddivideva il territorio nazionale in tre categorie di pericolosità (elevata, media e bassa). Per ciascuna categoria sono assegnati un grado di sismicità (S) ed un coefficiente di intensità sismica ( $C=(S-2)/100$ ). Lo spettro di progetto  $S_a(T)$  si ottiene moltiplicando il coefficiente C (pari a 0.10g - 0.07g - 0.04g in ordine decrescente di pericolosità sismica) per una forma spettrale  $R(T)$  indipendente dalle condizioni del sottosuolo. Queste normative sismiche non tengono conto del ruolo del terreno sulla modifica di forme ed ordinate spettrali, se non con la moltiplicazione dello spettro per il coefficiente di fondazione  $\epsilon$  che di regola è unitario, salvo che per “terreni particolarmente compressibili” per i quali si consiglia di incrementare  $\epsilon$  fino a 1.3.

L’Ordinanza PCM n° 3274 del 20/03/03 e Norme Tecniche allegate, che inserisce il territorio di Cazzago San Martino (BS) in zona sismica 3, fa riferimento a metodologie più recenti in cui il moto sismico è caratterizzato anche in relazione alle condizioni locali. In tale direzione si è già mosso l’Eurocodice 8 (EC8) che stabilisce le regole per il progetto e la costruzione di strutture in zona sismica per i paesi membri della Comunità Europea. Secondo l’EC8, come anche secondo l’OPCM 3274/03, i territori nazionali vengono suddivisi in zone sismiche in funzione della pericolosità locale, descritta in termini di accelerazione orizzontale massima attesa alla superficie di un sito rigido di riferimento ( $a_g$ ). I valori di accelerazione massima fissati nella nuova ordinanza per le zone 1, 2, 3 e 4 (rispettivamente 0.35g - 0.25g - 0.15g - 0.05g) recepiscono la proposta del G.N.D.T. (1985) e risultano maggiori di quelli della precedente normativa. La normativa allegata all’OPCM 3274/03 richiede alle Regioni di eseguire la valutazione di  $a_g$  sul proprio territorio e quindi di assegnarli ad una delle zone della nuova classificazione.

La Regione Lombardia con D.G.R. 7/14964 del 7/11/03 ha fornito alcune disposizioni preliminari per l’attuazione dell’OPCM 3274/03, confermando la classificazione dei territori comunali lombardi riportata nell’Ordinanza e l’adeguamento alle norme tecniche allegate.

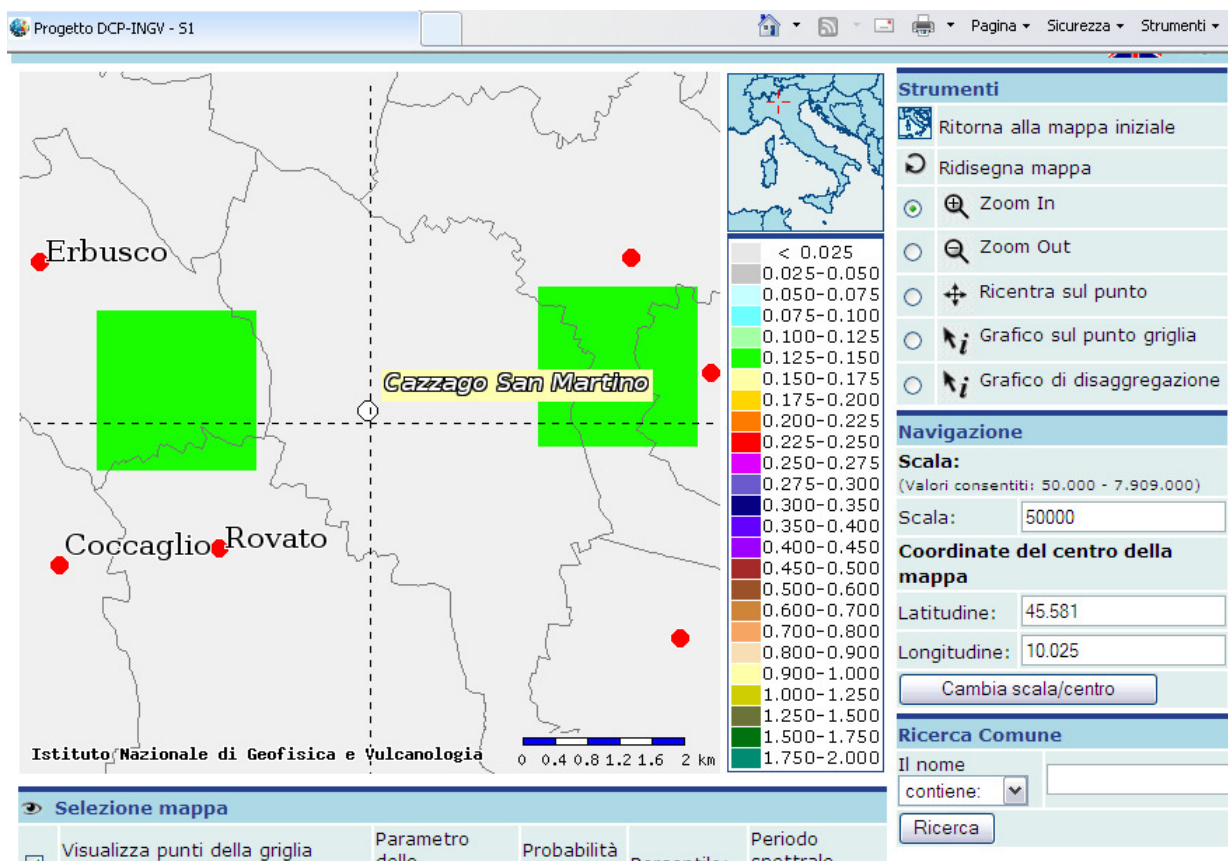
In ogni caso la normativa sismica ed i parametri relativi a ciascun territorio risultano in veloce e continua revisione, soprattutto nell’ambito della convenzione tra INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) e DPC (Dipartimento Protezione Civile) che prevede l’assistenza per il completamento e la gestione della “mappa di pericolosità sismica” prevista dall’OPCM 3274.

Già l’Ordinanza PCM 3519 del 27/04/06 fornisce una revisione dei valori di  $a_g$  sul territorio nazionale ed inserisce il territorio di Cazzago San Martino in zona sismica 3, ed in particolare nella sottozona caratterizzata da valori di  $a_g$  compresi tra 0.125 e 0.150 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).



Più recentemente nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche. Tuttavia le 4 zone sismiche mantengono una funzione prevalentemente amministrativa. La Regione Lombardia ha stabilito nella D.G.R. n°8/7374 del 28/05/2008 (punto 1.4.3) che *“la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell’OPCM 3274/03) individua unicamente l’ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria”* e specifica altresì che *“ai sensi del D.M. 14/01/2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell’All. B al citato D.M.”*. I dati riportati nell’All. B del D.M. 14/01/2008 coincidono per lo più con quelli riportati nell’Ord. 3519/2006, e sono in ogni caso determinabili mediante le coordinate geografiche e l’utilizzo di programmi applicativi, quali “Spettri-NTC ver.1.0.3” (vedi paragrafi successivi).

Si forniscono in proposito i dati di pericolosità sismica riportati sul link <http://zonesismiche.mi.ingv.it> relative al sito d’interesse:



Con l'entrata in vigore del nuovo Testo Unico, che definisce con D.M. 14/01/08 le "Norme Tecniche per le Costruzioni", è divenuto vigente l'obbligo di eseguire la progettazione in prospettiva sismica in tutte le aree classificate in zona sismica. Tuttavia le stesse NTC/08, per siti ricadenti in zona sismica 4, ammettono metodi di calcolo previsti dalle normative precedenti (Cap. 2.7 del D.M. 14/01/08 - Verifiche alle Tensioni Ammissibili secondo il D.M. 14/02/92, il D.M. 20/11/87 ed il D.M. 11/03/88) per costruzioni di tipo 1 e 2 e per Classi d'Uso I e II; si prescrive che in tal caso le azioni sismiche debbano essere valutate secondo il D.M. 16/01/1996, assumendo pari a 5 il Grado di sismicità S.

Spetta in ogni caso al Progettista la definizione delle normative cui risulta assoggettato l'intervento di progetto.

Nel caso in cui fosse ammissibile la progettazione secondo le vecchie normative sismiche si potrà tener conto di valori di  $a_g$  correlabili alla III categoria sismica. In tal caso la normativa sismica, ai sensi del D.M. del 16/01/96, prevede un valore di  $a_g = 0.04 g$ .



#### **4. CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA**

I punti di indagine, la cui ubicazione è riportata nella planimetria allegata, sono stati distribuiti sull'intera area in esame in funzione della logistica dei luoghi e di una distribuzione omogenea rispetto alla posizione dei manufatti di progetto.

Le metodologie ed i risultati dei dati acquisiti sono finalizzati alla definizione dei seguenti punti:

- ricostruzione stratigrafica dei terreni presenti
- verifica delle modalità di circolazione idrica sotterranea
- caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni di fondazione

Le indagini sono state eseguite dalla ditta GEORgTESTING s.r.l. secondo le prescrizioni e gli oneri contenuti nelle raccomandazioni A.G.I. (1977) ed alla presenza costante del geologo.

Nei tabulati di prova e nelle stratigrafie dei sondaggi è stata riportata la quota di inizio foro riferita alle tavole di rilievo progettuale per una migliore esemplificazione delle correlazioni tra le unità geotecniche riconosciute nei sondaggi e nelle prove penetrometriche, tenendo conto della morfologia originaria e dei piani di esecuzione delle indagini geognostiche.

##### **4.1 Sondaggio a carotaggio continuo**

###### **Strumentazione e Metodologia**

E' stato eseguito **n. 1 sondaggio a carotaggio continuo** mediante perforatrice idraulica montata su cingolato (mod. Beretta T51), e tecnica di avanzamento con carotiere semplice (diametro 101 mm) e di tubi di rivestimento (diametro 127 mm).

Il sondaggio è stato eseguito lungo il lato di monte, oggetto dei maggiori interventi di sbancamento, a partire dal p.c. esistente ed è stato approfondito fino a -20 m, con recupero del 100% dei materiali attraversati.

In avanzamento con la perforazione, a differenti quote, sono state eseguite complessivamente **n. 7 prove S.P.T.** con maglio a sganciamento automatico.

La prova S.P.T. consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di una punta a partire dal fondo di un foro di sondaggio e consiste nel far cadere un maglio, del peso di 63,5 kg, da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste, di diametro standard, alla cui estremità inferiore è avvitata una punta conica chiusa. Il numero di colpi necessario per una penetrazione della punta pari a 300 mm (dopo 150 mm d'infissione dinamica per il posizionamento) è il dato assunto come indice della resistenza alla penetrazione. Si rimanda alle stratigrafie di sondaggio per i risultati relativi alle prove S.P.T. eseguite.

Sulle carote di terreno si è provato ad eseguire misure speditive mediante *Pocket Penetrometer* e *Vane Test*; la natura prevalentemente granulare non ha permesso l'esecuzione di alcuna misura lungo la verticale di sondaggio.

Durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo sono stati prelevati alcuni **campioni rimaneggiati di terreno**, sottoposti successivamente ad analisi geotecniche di laboratorio per il riconoscimento della litologia e per la determinazione di alcune proprietà caratteristiche.

Sono stati prelevati i seguenti campioni rimaneggiati:

- Sondaggio S1 Campione C1 Prof. -0,20/-0,50 m dal p.c.
- Sondaggio S1 Campione C2 Prof. -2,00/-2,50 m dal p.c.
- Sondaggio S1 Campione C3 Prof. -3,15/-3,70 m dal p.c.
- Sondaggio S1 Campione C4 Prof. -3,70/-4,20 m dal p.c.

Su tutti i campioni sono state eseguite le analisi granulometriche.

Durante l'esecuzione dei sondaggi ed in particolare in corrispondenza dei primi 4 m di perforazione, per i quali l'avanzamento è avvenuto senza utilizzo di fluidi, si è proceduto al **prelievo, nel rispetto delle procedure di campionamento previste nell'All. 2 del D. Lgs. 152/06, di campioni di terreno** da sottoporre, all'occorrenza ed in relazione alle esigenze progettuali, ad eventuali analisi chimiche.

Sono stati prelevati, in doppia aliquota, un campione superficiale (C1) a quote comprese tra -0,20/-1,00 m in corrispondenza della coltre di terreno rimaneggiato e due intermedi tra -1,40/-2,00 m. dal p.c. (C2) e tra -2,00/-3,00 m. dal p.c. (C3) ed infine uno profondo (C4) tra -3,00/-4,00 m dal p.c., rappresentativi dei depositi glaciali rinvenuti nei primi metri di perforazione. I campioni di terreno sono stati ottenuti previa setacciatura della frazione > 2 mm e sono stati raccolti con una spatola metallica e quindi posti in flaconi di vetro del volume del volume di 1 l. Ciascun campione è stato etichettato con la sigla del campione la data di prelievo e la località di prelievo.

Tutti i campioni raccolti, in doppia aliquota, sono stati consegnati all'Ufficio Tecnico Comunale, e potranno essere all'occorrenza utilizzati per la caratterizzazione dei terreni in relazione all'utilizzo dei materiali quali "terre e rocce da scavo" o per altre esigenze progettuali.

### **Interpretazione Dati**

La stratigrafia ricostruita è rappresentativa dei terreni della zona e risulta correlabile con le prove penetrometriche dinamiche standard, eseguite presso lo stesso lotto, e con i dati relativi ad indagini eseguite dalla scrivente e dal Dott. Geol. Giorgio Crestana nello stesso territorio comunale e/o in contesti omologhi o con i dati riportati nello Studio Geologico del Territorio Comunale. Nella denominazione litologica si è tenuto conto dei risulti delle analisi granulometriche (vedi schede in allegato)



Si distinguono i seguenti raggruppamenti:

**Terreno vegetale e rimaneggiato:** si ha una coltre prevalentemente argilloso-sabbiosa ed in subordine ghiaioso-limosa, di spessore pari a **circa 1.20 m**, da debolmente umida a umida, di colore marrone brunastro. Il grado di addensamento risulta in ogni caso scarso.

Il campione geotecnico prelevato in questo livello (campione S1C1) può essere definito secondo le Norme ASTM D 2487: sabbia con ghiaia, argilloso-limosa; in base alla Classificazione Unificata USCS (Casagrande, 1948; Norme ASTM D 2487) può essere classificato all'interno della classe "SM-ML", mentre in base alle Norme AGI del 1977 può essere definita come argilla con sabbia, ghiaioso-limosa.

**Unità G:** al di sotto della coltre superficiale rimaneggiata sono presenti terreni correlabili da subito a **depositi glaciali**, riscontrati fino a fondo foro. Entro questa unità possono essere distinte tre sottunità:

**G1** → la prima sottunità, riconosciuta **fino a -3,15 m dal p.c.**, è costituita da depositi prevalentemente sabbioso-limosi con ghiaia e debole frazione argillosa, di colore marrone-beige; si presenta da umida a molto umida e risulta per lo più mediamente addensata.

Il campione geotecnico prelevato in questo livello (campioni S1C2) può essere definito secondo le Norme ASTM D 2487: sabbia con ghiaia, limoso-argilloso; in base alla Classificazione Unificata USCS (Casagrande, 1948; Norme ASTM D 2487) può essere classificato all'interno della classe "SM", mentre in base alle Norme AGI del 1977 può essere definita come sabbia e limo, con ghiaia, debolmente argillosa.

**G2** → la seconda sottunità, riconosciuta **fino a circa -11,45 m dal p.c.**, è rappresentata da alternanze di livelli più francamente ghiaioso-sabbiosi con subordinata frazione limosa e con ciottoli, di colore beige grigio, bagnati, e di livelli prevalentemente limosi con abbondante frazione sabbioso-ghiaiosa, di colore beige-marrone, da molto umidi a bagnati. Questa unità si presenta nel complesso da addensata a molto addensata. Essa risulta delimitata alla base da un livello, **esteso fino a circa -13,35 m** dal p.c., limoso-argilloso-ghiaioso con subordinata frazione sabbiosa, da umido a molto umido, di colore marrone-beige, che delimita alla base l'acquifero riscontrato con una certa continuità entro questa unità.

I campioni geotecnici prelevati in questo livello (campioni S1C3 e S1C4) possono essere definiti rispettivamente:

**S1 C3:** secondo le Norme ASTM D 2487: ghiaia con sabbia, limosa; in base alla Classificazione Unificata USCS (Casagrande, 1948; Norme ASTM D 2487) può essere classificato all'interno della classe "SM-GM", mentre in base alle Norme AGI del 1977 può essere definita come ghiaia con sabbia, limosa.

**S1 C4:** secondo le Norme ASTM D 2487: sabbia e ghiaia, limoso-argilloso; in base alla Classificazione Unificata USCS (Casagrande, 1948; Norme ASTM D 2487) può essere classificato all'interno della classe "SM", mentre in base alle Norme AGI del 1977 può essere definita come Limo con sabbia e ghiaia, debolmente argilloso.

**G3** → la terza sottounità, riconosciuta almeno fino a fondo foro (-20,00 m dal p.c.) risulta prevalentemente ghiaioso-sabbiosa è rappresentata da ghiaie eterometriche e sabbia, con limo con ciottoli e con rari trovanti, debolmente umida, di colore beige-grigio; essa risulta molto addensata.

Per un maggior dettaglio nella descrizione della stratigrafia del sondaggio e delle analisi granulometriche, si rimanda ai relativi allegati grafici.

## **4.2 Prove penetrometriche dinamiche standard (DPHS-SCPT)**

### **Strumentazione e Metodologia**

Sono state eseguite **n. 6 prove penetrometriche dinamiche standard**, mediante penetrometro DPHS “Pagani” TG 63/200, con avanzamento delle aste e dei rivestimenti ogni 30 cm. L’andamento delle prove, riferito al p.c. attuale, è riassunto nei diagrammi allegati.

La prova penetrometrica dinamica, DPSH-SCPT, è una prova puntuale che consiste nell’infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all’estremità di un’asta di acciaio prolungabile ad una batteria di aste di diametro di 36 mm le quali possono scorrere all’interno ed alternativamente ad un rivestimento esterno, anch’esso di acciaio, avente un diametro di 48 mm. L’energia di infissione è fornita da un maglio del peso di 73,0 kg che cade da un’altezza costante di 75,0 cm, per mezzo di un dispositivo di sganciamento automatico compiendo per ogni battuta un lavoro specifico pari a 234 kj/mq. Nel corso della prova si rileva il numero di colpi necessari per la penetrazione di 30 cm della punta ed alternativamente del rivestimento. La diffusione di questo tipo di prova e la sua standardizzazione consentono di ottenere una soddisfacente caratterizzazione dei terreni indagati ed un’interpretazione dei fondamentali parametri geotecnici, attraverso l’utilizzo delle principali correlazioni presenti in bibliografia.

Dal valore di  $N_{SCPT}$  (numero di colpi per 30 cm di infissione delle aste) può essere ricavato il corrispondente valore di  $N_{S.P.T.}$  mediante la relazione:

$$N_{DPHS} = 0.6 N_{S.P.T.}$$

### **Interpretazione Dati**

L’andamento delle prove è riferito al p.c. alla data delle indagini ed è riassunto nei diagrammi allegati. Le prove sono state spinte ad una profondità massima di -5.90 m (prove P1-P3) rispetto al p.c.

Le prove penetrometriche risultano correlabili tra loro e con il sondaggio, risultando sufficientemente rappresentative dei terreni presenti.

In tutte le prove è stata riscontrata una coltre vegetale e/o di terreno rimaneggiato con spessore variabile da 0.60 m (prova P1) a circa 1.5 m (prova P6). Al di sotto di questo livello si rinvencono depositi glaciali prevalentemente limoso-sabbioso-ghiaiosi o più francamente ghiaioso-sabbiosi con ciottoli e rari trovanti, dapprima, fino a circa -3 m, prevalentemente mediamente addensati e quindi addensati. Questo intervallo è correlabile alle sottounità G1 e G2, riconosciute nel sondaggio.

Il rifiuto all'avanzamento della prova è stato determinato probabilmente dalla presenza di grossi ciottoli o trovanti, oltrechè da un grado di addensamento elevato.

#### **4.3 Piezometri**

Durante l'avanzamento alla perforazione del sondaggio a carotaggio continuo sono stati riscontrati livelli saturi d'acqua a partire da circa 3 metri dal p.c. attuale. Per la misura del livello piezometrico è stato posto in opera un piezometro in PVC, del diametro di 2", fenestrato a partire da -1.0 m dal p.c. ed intestato a -12.00 m dal p.c., in corrispondenza del livello a scarsa permeabilità che delimita alla base la sequenza caratterizzata da frequenti livelli saturi. fino a fondo foro. Per lo schema del piezometro si rimanda alla stratigrafia in allegato. In data 26 Gennaio 2011 è stato misurato un livello piezometrico pari a -2.55 dal p.c. attuale.

Anche durante l'esecuzione delle prove penetrometriche è stata riscontrata una significativa circolazione d'acqua entro alcuni dei fori di prova. Sono stati posti in opera, entro i fori delle prove P3 e P4, piezometri da ½ "; durante l'esecuzione delle indagini è stata riscontrata presenza di umidità a circa -2,50 m. dal p.c. mentre il livello piezometrico, misurato in data 26 Gennaio 2011, risultava posto rispettivamente a circa -1,20/-1,50 m dal p.c. attuale; ciò testimonia una certa risalienza delle falde che circolano lievemente in pressione entro livelli a maggiore permeabilità confinati nella sequenza morenica poco permeabile. Nei settori più francamente di versante (settore intermedio e di monte) nei punti di indagine sono state riscontrati fenomeni di umidità molto limitati e per lo più discontinui.

La presenza di fenomeni di filtrazione idrica e le modalità di circolazione delle acque stesse riscontrati nelle indagini risultano, comunque, in accordo con l'assetto idrogeologico dell'area ed in particolare con la possibile presenza di falde sospese superficiali caratteristiche degli ambiti glaciali.

#### 4.4 Indagini Sismiche – Dati Sismostratigrafici

Al fine di verificare il comportamento sismico dei terreni di fondazione è stata condotta una specifica indagine per determinare la velocità di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo. In particolare è stato eseguito **uno stendimento di sismica multicanale** con acquisizione delle onde superficiale, anche a bassa frequenza, ed analisi dei dati mediante metodologia MASW, finalizzati alla definizione della velocità di propagazione delle onde s nei primi 30 m di profondità dal p.c. ( $V_{s30}$ ), come richiesto dalla normativa vigente.

##### Metodologia - Acquisizione dati

L'acquisizione dei dati è avvenuta secondo le modalità “*common-shot gathers*”, utilizzando strumentazione “Geometrics” costituita da un sismografo modulare GEODE 3-1000 a 24 canali, con collegati 24 geofoni verticali GEOSPACE (GS11D) con frequenza di 4,5 Hz e puntale da 3”. L'energizzazione è stata ottenuta mediante massa battente, collocata all'esterno dello stendimento dei geofoni.

E' stata quindi utilizzata la procedura di analisi MASW (*Multi-channel Analysis of Surface Waves*); i dati acquisiti sono stati elaborati mediante il software winMASW (creato dalla EliaSoft-Università degli Studi di Trieste).

Il risultato finale è la determinazione, in corrispondenza di ciascuno stendimento sismico del **profilo verticale medio della  $V_s$**  (velocità delle onde di taglio).

La procedura di analisi MASW utilizza la propagazione nel sottosuolo delle onde di superficie. Infatti le onde di Rayleigh (o di superficie) in un mezzo non stratificato si propagano in maniera lineare in funzione della distanza del geofono, al contrario in un mezzo stratificato subiscono il fenomeno della dispersione.

La curva di dispersione permette quindi di determinare le caratteristiche del sottosuolo. La velocità di propagazione per una certa lunghezza d'onda ( $\lambda$ , quindi frequenza, è infatti influenzata dalle proprietà che il mezzo possiede fino ad una profondità di  $\lambda-\lambda/2$ ).

La velocità delle onde di Rayleigh ( $V_R$ ) è correlabile alla  $V_s$ , essendo pari a circa il 90% della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ).

Particolare attenzione nell'interpretazione dei dati deriva dalla considerazione che gli spostamenti indotti dalle onde di superficie sono correlabili a diversi *modi* (frequenze diverse), che possono sovrapporsi, soprattutto nel dominio f-k, in funzione dei seguenti fattori:

- distribuzione dell'energia tra i vari modi
- particolari conformazioni geologiche
- *array* utilizzato in fase di acquisizione.

Se avviene tale sovrapposizione, può generarsi una curva di dispersione apparente, che può risultare fuorviante in fase di interpretazione e quindi nella successiva inversione. Al fine di individuare i *modi* non correlabili alla successione stratigrafica si eseguono numerosi scoppi a distanze variabili rispetto allo stendimento. Tutte le curve di dispersione vengono quindi visionate prima di

procedere al processing del *dataset* prescelto. I modi superiori, se correttamente riconosciuti, concorrono ad elaborare un modello maggiormente vincolato e non costituiscono un “disturbo”.

Tenuto conto di quanto richiesto per l'applicazione della normativa relativa alla progettazione geotecnica, si ritiene che la metodologia di analisi MASW, la cui validità tecnica e scientifica risulta oramai consolidata, risulti pienamente idonea alla definizione dei dati richiesti. Tale scelta risulta avvalorata dalle seguenti considerazioni:

1. La percentuale di energia convertita in onde Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%).
2. L'ampiezza delle *Surface Waves* dipende da  $\sqrt{r}$  e non da  $r$  come per le *Body Waves*.
3. Il metodo MASW non è limitato, a differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità.
4. Il metodo MASW è contraddistinto da una buona risoluzione, a differenza del metodo a riflessione.
5. La propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla  $V_p$  e dalla densità, è funzione innanzitutto della  $V_s$ , parametro di fondamentale importanza nella caratterizzazione geotecnica di un sito (categoria di suolo in base al Testo Unico).

La stima dell'andamento in profondità delle velocità  $V_s$ , mediante acquisizione sismica multicanale, viene ottenuta tramite inversione delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh.

La procedura prevede la possibilità di considerare tanto il modo fondamentale che quelli superiori e consta di due fasi operative principali:

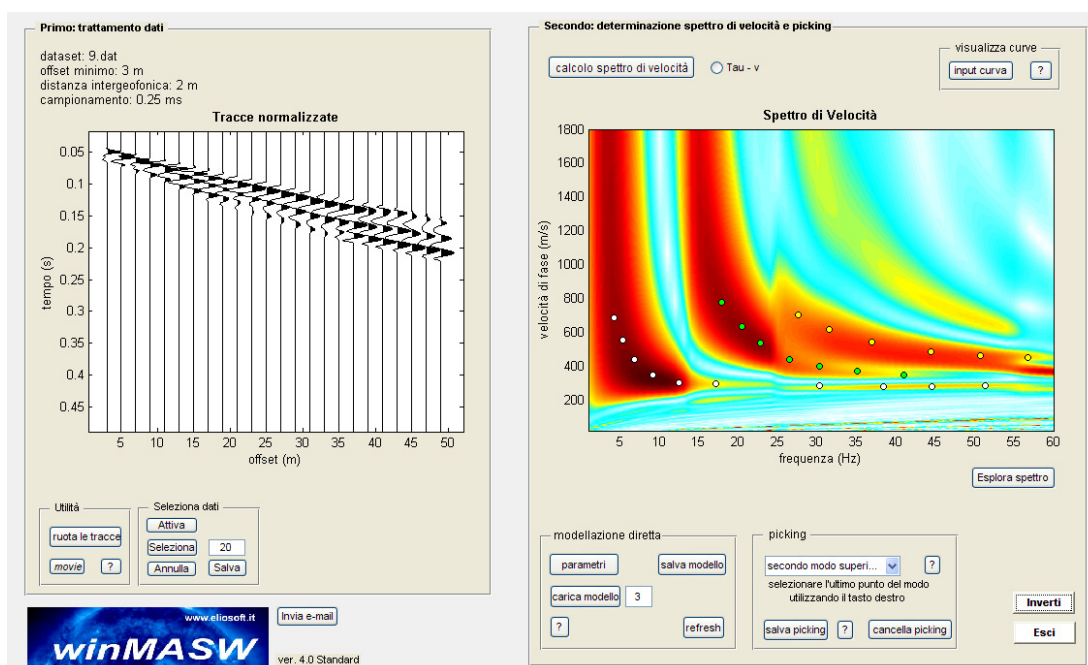
- Determinazione dello spettro di velocità - Individuazione delle curve di dispersione
- Determinazione dell'andamento della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) sulla verticale - Inversione e/o *modelling* diretto della curva di dispersione

### **Sismostratigrafia**

Vengono qui di seguito riportati i dati, le procedure ed i risultati relativi allo stendimento sismico predisposto entro l'area oggetto di studio. L'ubicazione dello stendimento è stata scelta in funzione della logistica dei luoghi. L'allineamento ha previsto l'utilizzo di 24 geofoni, posti ad una distanza reciproca di 2 m ed una serie di scoppi esterni all'ultimo geofono con offset variabili (1-3-5-7-10-15 m) e diversa intensità di energizzazione.

#### **Fase 1 - Determinazione spettro di velocità e picking della curva di dispersione**

La prima operazione eseguita è la lettura del file acquisito in campagna (common-shot gather 9.dat). Una volta caricati i dati si procede con il calcolo dello spettro di velocità. Viene indicato come unico vincolo le massime e minime velocità e frequenze (in altri termini i limiti dello spettro di velocità).



Nel caso in esame sono stati individuati, dapprima mediante modellazione diretta, un modo fondamentale e due modi superiori, utilizzati per la successiva inversione della curva di dispersione.

#### **Fase 2 - Inversione della curva di dispersione**

Il secondo passo da affrontare per ottenere il profilo verticale della Vs è l'inversione della curva di dispersione precedentemente "piccata". Nel contesto in esame poiché il gradiente di velocità non subisce variazioni drastiche è valida, per determinare il possibile spazio di ricerca, la cosiddetta assunzione  $\lambda/2$  (data una certa lunghezza d'onda  $\lambda$  si assume che la sua velocità di propagazione dipenda dalle caratteristiche del mezzo ad una profondità pari a  $\lambda/2$ ). I limiti del search space ("spazio di ricerca" o "spazio dei parametri") prescelti sono in ogni caso piuttosto ampi. Per l'elaborazione dei modelli di velocità è stato impostato l'utilizzo di 5 strati, compatibile con l'assetto stratigrafico del sito d'interesse e con le finalità del presente studio. Alcuni parametri genetici sono stati considerati pari a valori standard; i tassi di crossover e di mutazione sono fissati ad esempio sui valori di 0.75 e 0.1.



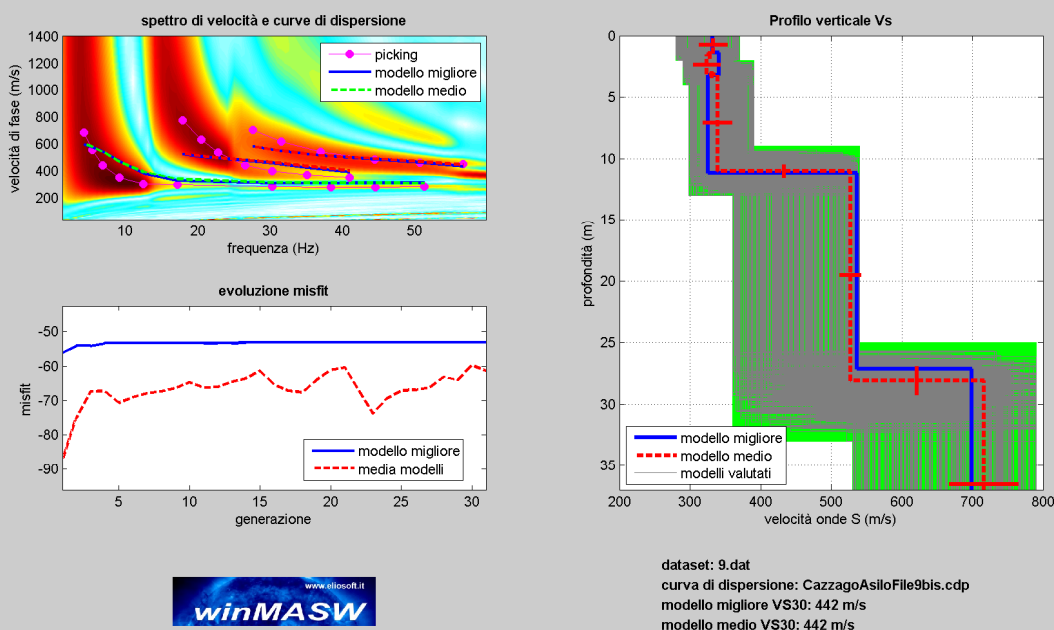
**Dati relativi all'elaborazione dello shot 5:**

dataset: 9.dat - offset minimo (m): 3 - distanza intergeofonica (m): 2

campionamento (msec): 0.25 - curva di dispersione: CazzagoAsiloFile9bis.cdp

Numero di individui: 30 - Numero di generazioni: 31

Numero di modelli utilizzati per il calcolo del modello medio: 895



**Velocità medie stimate:**

VS (m/sec):	333	324	339	527	716
Deviazione standard (m/sec):	20	19	21	15	49
Spessore (m):	1.6	1.6	7.8	17.0	
Deviazione standard (m):	0.3	0.3	0.5	1.2	
<b>Stima approssimativa di Vp, densità e moduli elastici</b>					
Stima della Vp (m/sec):	699	733	676	1164	1325
Stima della densità (gr/cm3):	1.97	1.98	1.96	2.09	2.12
Rapporto VP/VS:	2.10	2.26	1.99	2.21	1.85
Modulo di Poisson:	0.35	0.38	0.33	0.37	0.29
Modulo di Young (MPa):	590	573	600	1592	2815
Modulo di Taglio (MPa):	218	208	225	581	1088
Costante di Lamé (MPa):	525	648	445	1671	1550
Modulo di compressione (MPa):	670	786	595	2059	2275

Si sottolinea che i parametri geotecnici, sopra riportati, sono riferiti a moduli dinamici e quindi a condizioni di bassa deformazione. I valori ottenuti sono stati infatti stimati in base alle deformazioni indotte nel terreno dalla propagazione delle onde sismiche. L'entità ridotta di tali deformazioni comporta alti valori dei moduli dinamici calcolati. Per deformazioni significativamente superiori, come di norma nei calcoli geotecnici, i valori stimati dovranno quindi essere idoneamente corretti tenendo conto della funzione matematica che ne regola la diminuzione in funzione dello sforzo applicato e della deformazione risultante.

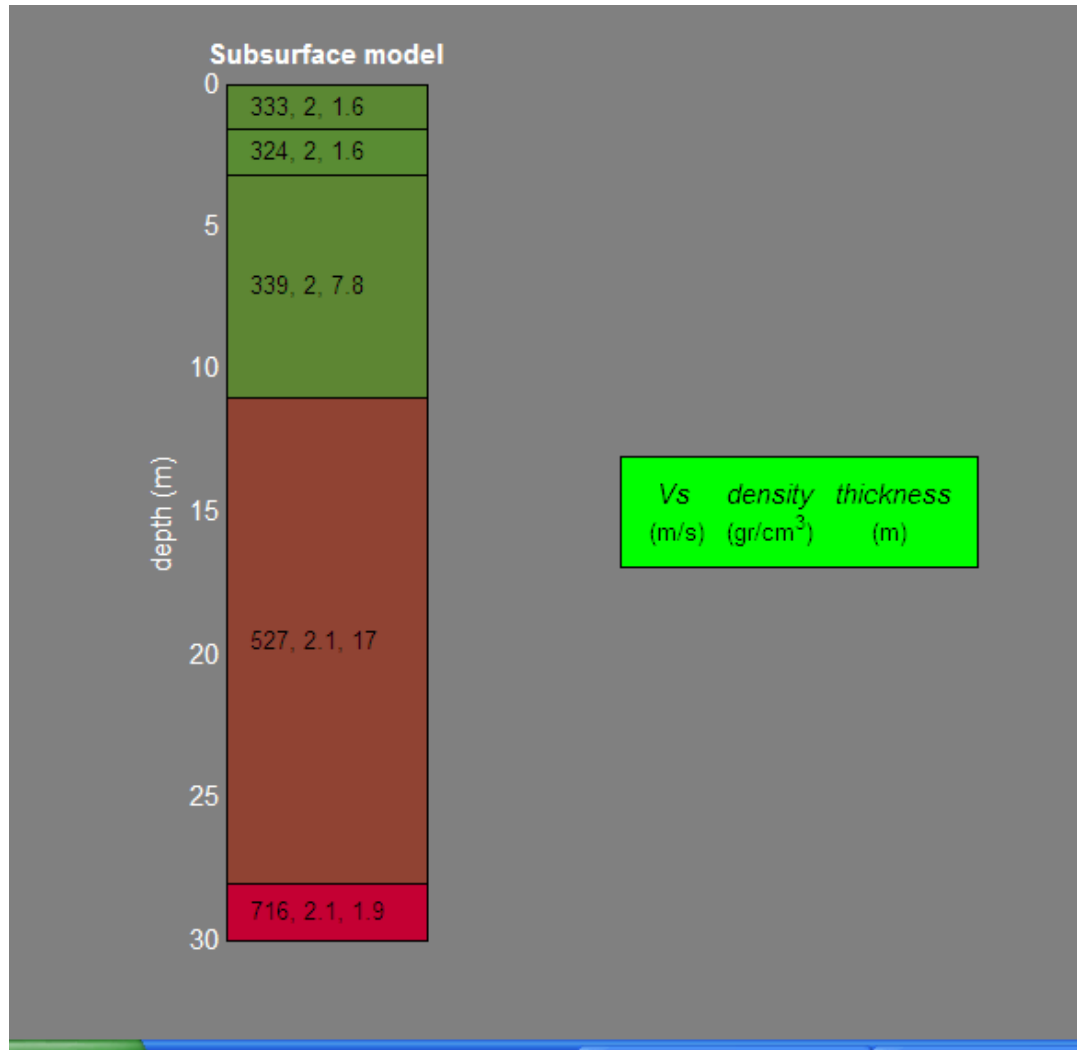
**Modello Medio:** VS5 del modello medio: 330 m/sec - VS20 del modello medio: 401 m/sec  
 VS30 del modello medio: 442 m/sec

**Possibile Tipo di Suolo:** B (stimato sulla base del modello medio)

winMASW 4.0 Software per la determinazione dello spettro di velocità e l'inversione della curva di dispersione secondo il metodo MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves [www.eliosoft.it](http://www.eliosoft.it)



Si riassume qui di seguito una sezione sismostratigrafica schematica.



## **5. MODELLO GEOTECNICO- GEOFISICO**

Mediante la campagna di indagine geognostica (vedi paragrafi precedenti) ed i rilievi geologici è stato possibile procedere alla definizione di un modello geotecnico per il sito di progetto. Il modello geofisico è stato ipotizzato correlando i dati geotecnici con quelli sismici acquisiti mediante gli stendimenti di sismica multicanale con registrazione delle onde superficiali (metodologia MASW).

Viene schematizzata in base ai dati ottenuti la successione stratigrafica dei terreni presenti, partendo dall'alto verso il basso e prendendo come quota di riferimento il p.c. riferito al sito d'interesse al momento di esecuzione delle indagini.

### **Coltre vegetale e/o terreno rimaneggiato**

**Da 0.00 fino a -0.60/-1.50 m dal p.c.:** si ha una prima unità geotecnica costituita dalla coltre vegetale e quindi da argilla con sabbia, ghiaioso-limosa, a tratti debolmente alterata, da debolmente umida a umida, di colore marrone scuro-brunastro. A questi terreni, nel complesso scarsamente addensati o scarsamente consistenti, possono essere assegnate le seguenti caratteristiche geotecniche:

<b><math>\gamma</math></b>	<b>16 kN/m<sup>3</sup></b>	<b>Peso unitario del terreno</b>
<b>Cu</b>	<b>0 kPa</b>	<b>Coesione non drenata</b>
<b><math>\phi</math></b>	<b>24°-26°</b>	<b>Angolo di resistenza al taglio efficace</b>
<b>Dr</b>	<b>30%-40%</b>	<b>Densità relativa (Skempton)</b>
<b>Vs</b>	<b>310-350 m/sec</b>	<b>Velocità di propagazione delle onde S</b>

### **UNITA' G**

#### **Sottounità G1**

**Da -0.60/-1.50 m fino a -2.10/-3.15 m dal p.c.:** segue un'unità geotecnica costituita prevalentemente da sabbie e limi con ghiaia, a tratti debolmente alterata, debolmente argillosa da umida a molto umida, di colore beige-marrone, per lo più mediamente addensati. A questi terreni possono essere attribuiti i seguenti parametri:

<b><math>\gamma</math></b>	<b>19-20 kN/m<sup>3</sup></b>	<b>Peso unitario del terreno</b>
<b>Cu</b>	<b>0 kPa</b>	<b>Coesione non drenata</b>
<b><math>\phi</math></b>	<b>30°-32°</b>	<b>Angolo di resistenza al taglio efficace</b>
<b>Dr</b>	<b>60% -70%</b>	<b>Densità relativa (Skempton)</b>
<b>Vs</b>	<b>300-340 m/sec</b>	<b>Velocità di propagazione delle onde S</b>

**Sottounità G2**

**Da -2.10/-3.15 m fino a -13.35 m dal p.c.:** si ha un'unità geotecnica costituita da alternanze di livelli di ghiaia eterometrica da con sabbia a sabbiosa, da limosa a debolmente limosa, con ciottoli, di colore beige-grigio, bagnati e di livelli di limi sabbioso-ghiaiosi o con sabbia e con ghiaia, talora debolmente argillosi, di colore beige-marrone, da molto umidi a bagnati. Alla base si ha un livello, di spessore pari a circa 2 m nel punto di sondaggio, di transizione al substrato glaciale sovraconsolidato rappresentato da limo con argilla e con ghiaia, debolmente sabbioso, di colore marrone-beige, da umido a debolmente umido, da mediamente addensato ad addensato, da umido a debolmente umido (base dell'acquifero superficiale).

A questa unità, nel complesso addensata, possono essere assegnate le seguenti caratteristiche geotecniche:

<b><math>\gamma</math></b>	<b>20 kN/m<sup>3</sup></b>	<b>Peso unitario del terreno</b>
<b>Cu</b>	<b>0 kPa</b>	<b>Coesione non drenata</b>
<b><math>\phi</math></b>	<b>33°-35°</b>	<b>angolo di resistenza al taglio</b>
<b>Dr</b>	<b>70%-90%</b>	<b>densità relativa (Skempton)</b>
<b>Vs</b>	<b>320-360 m/sec</b>	<b>Velocità di propagazione delle onde S</b>

**Sottounità G3**

**Da -13.35 m fino a -20.00 m dal p.c.:** si ha un'unità geotecnica correlabili al substrato glaciale sovraconsolidato, rappresentato da ghiaia eterometrica e sabbia con limo, con ciottoli e rari trovanti, di colore beige-grigio, debolmente umida. A questa unità, nel complesso molto addensata, possono essere assegnate le seguenti caratteristiche geotecniche:

<b><math>\gamma</math></b>	<b>21 kN/m<sup>3</sup></b>	<b>Peso unitario del terreno</b>
<b>Cu</b>	<b>0 kPa</b>	<b>Coesione non drenata</b>
<b><math>\phi</math></b>	<b>36°-38°</b>	<b>angolo di resistenza al taglio</b>
<b>Dr</b>	<b>85%-95%</b>	<b>densità relativa (Skempton)</b>
<b>Vs</b>	<b>510-540 m/sec</b>	<b>Velocità di propagazione delle onde S</b>

Oltre la profondità raggiunta nel corso dell'indagine geognostica si hanno terreni correlabili col substrato glaciale sovraconsolidato e avente grado di addensamento crescente con la profondità, con Vs dell'ordine di circa 700 m/sec.

## **6. PERMEABILITA' DEI TERRENI**

### **6.1 ANALISI GRANULOMETRICHE – CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI E STIMA DELLA PERMEABILITA'**

I campioni di terreno rimaneggiato, prelevati dalle cassette di sondaggio, sono stati sottoposti in laboratorio ad analisi granulometrica mediante setacciatura (ad umido, normativa ASTM D2217) e determinazione del passante al setaccio n° 200. La profondità di prelievo è stata prescelta in modo da caratterizzare i diversi intervalli stratigrafici riconosciuti.

I materiali esaminati appaiono possedere caratteristiche granulometriche correlabili ad una *facies* litologica grossolana (sabbioso-ghiaiosa) ma con frazione fine (limoso-argillosa) sempre significativa.

Vengono di seguito riepilogati e commentati i risultati delle analisi eseguite, con riferimento all'area in esame.

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c.	Nome convenzionale (Norme ASTM 2487)	Sistema di Classificazione Unificato USCS	Nome Convenzionale (Norme AGI 1977)
S1	C1	- 0,20/ -0,50 m	Sabbia con ghiaia, argilloso-limosa	SM-ML	Argilla con sabbia, ghiaioso-limosa
S1	C2	- 2,00/ -2,50 m	Sabbia con ghiaia, limoso-argillosa	SM	Sabbia e limo, con ghiaia, debolmente argillosa
S1	C3	- 3,15/ -3,70 m	Ghiaia con sabbia, limosa	SM-GM	Ghiaia con sabbia, limosa
S1	C4	- 3,70/ -4,20 m	Sabbia e ghiaia, limoso-argillosa	SM	Limo con sabbia e con ghiaia, debolmente argilloso

Per una più dettagliata rappresentazione dei risultati di laboratorio si rimanda ai grafici ed alle tabelle allegate.

Dalle caratteristiche granulometriche è possibile ottenere una stima della permeabilità dei terreni, essenzialmente funzione della sua porosità efficace. La permeabilità viene espressa dal coefficiente di permeabilità ( $k$ ) che ha la dimensione di una velocità e dipende dalla granulometria dei terreni, risultando maggiore per i terreni grossolani rispetto a quelli con caratteristiche granulometriche fini. L'eterogeneità granulometrica di un terreno riduce sensibilmente il valore della permeabilità poiché la presenza di matrice fine (limo e argilla), anche se subordinata in percentuale allo scheletro granulare, ostacola la filtrazione.

Il coefficiente di permeabilità  $k$  (cm/sec) può essere stimato mediante una correlazione empirica (Hazen) in cui:

$$k = C D_{10}^2$$

dove:

$C$  è un coefficiente che varia da 100 a 150:

$D_{10}$  è il percentile 10 della curva granulometrica (in cm).

Seppure l'equazione empirica sia stata elaborata per sabbie con un certo grado d'uniformità l'ordine di grandezza di questi valori risulta essere in ogni caso sufficientemente rappresentativo della permeabilità dei terreni in esame.

Sondaggio	Campione	Profondità da p.c.	Nome convenzionale (Norme ASTM 2487)	Permeabilità Minima stimata (m/sec)	Permeabilità Massima stimata (m/sec)
S1	C1	- 0,20/ -0,50 m	Sabbia con ghiaia, argilloso-limosa	$1*10^{-8}$	$1.5*10^{-8}$
S1	C2	- 2,00/ -2,50 m	Sabbia con ghiaia, limoso-argillosa	$2.25*10^{-6}$	$3.38*10^{-6}$
S1	C3	- 3,15/ -3,70 m	Ghiaia con sabbia, limosa	$9*10^{-6}$	$1.35*10^{-5}$
S1	C4	- 3,70/ -4,20 m	Sabbia e ghiaia, limoso-argillosa	$4*10^{-6}$	$6*10^{-6}$

Le analisi granulometriche confermano la scarsa permeabilità dei depositi glaciali, determinata dall'elevata presenza di matrice limoso-argillosa; la permeabilità diviene media in corrispondenza di livelli meno ricchi di frazione argillosa (campione S1C3).

## **6.2 CONSIDERAZIONI SULLA PERMEABILITÀ DEI TERRENI E LA LORO IDONEITÀ ALLA SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE PER SUBIRRIGAZIONE**

La permeabilità di un terreno è essenzialmente funzione della porosità efficace e viene espressa dal coefficiente di permeabilità (k) che ha la dimensione di una velocità. Di conseguenza la permeabilità dipende dalla granulometria dei terreni risultando maggiore per i terreni grossolani rispetto a quelli con caratteristiche granulometriche fini. L'eterogeneità granulometrica di un terreno riduce sensibilmente il valore della permeabilità poiché la presenza di matrice fine (limo e argilla), anche se subordinata in percentuale allo scheletro granulare, ostacola la filtrazione.

Il sito d'intervento è caratterizzato inizialmente da terreni rimaneggiati a bassissima permeabilità e quindi da terreni glaciali a permeabilità variabile (medio-bassa, vedi paragrafo precedente) con falde superficiali, sospese e per lo più confinate, circolanti poco oltre i 3 m di profondità in singoli livelli.

Il sito di progetto non risulta pertanto idoneo allo smaltimento delle acque meteoriche per subirrigazione drenata mediante pozzi perdenti superficiali di medio diametro.

La **dispersione per subirrigazione nei terreni potrà quindi essere eseguita solo mediante trincee drenanti superficiali idoneamente dimensionate, tendo conto di una permeabilità dei terreni che appare medio bassa**; in alternativa le acque meteoriche potranno essere recapitate, previa autorizzazione degli enti gestori, alla rete fognaria laddove presente o ad eventuali elementi idrografici idonei allo smaltimento delle acque meteoriche.

Si sottolinea inoltre che la realizzazione dell'intervento di progetto comporterà la predisposizione di un sistema di drenaggio in corrispondenza del fabbricato e probabilmente anche del piazzale (vedi paragrafi specifici); pertanto si potrà progettare un unico sistema di smaltimento e raccolta delle acque di drenaggio e meteoriche.

## **7. RISPOSTA SISMICA DEL SITO**

Per la valutazione dell'Azione Sismica il Testo Unico (D.M. 14/01/08) richiede l'utilizzo dei metodi, delle formule e delle tabelle in esso riportate, nonché l'applicazione di quanto previsto ai paragrafi 3.2.3.2, 3.2.3.3, 3.2.3.4 e 3.2.3.5. Non sono state condotte specifiche analisi di Risposta Sismica Locale; sono stati quindi utilizzati i metodi semplificati previsti dal D.M. 14/01/08.

L'indagine geognostica e sismica e lo studio geologico hanno quindi permesso di definire un modello geologico-geotecnico e geofisico e di analizzare le caratteristiche geomorfologiche del sito al fine di definire la Categoria di Sottosuolo e la Categoria Topografica, che potranno essere utilizzate per la stima dell'Azione Sismica e più in generale per la progettazione delle opere.

Mediante il programma Excel "Spettri-NTC (ver. 1.0.3)" è possibile definire gli Spettri di Risposta Elastici ed i Parametri di Pericolosità Sismica definiti per il sito di progetto sulla base dei risultati del progetto S1 – INGV (**Fase 1**).

Lo sviluppo delle **Fasi 2 e 3**, per la definizione degli Spettri di Risposta Elastici di progetto, relativi ai vari Stati Limite, necessita la conoscenza e/o la scelta di parametri progettuali di competenza dei Tecnici Progettisti delle opere.

Nei paragrafi successivi si forniscono quindi, per quanto di pertinenza del Geologo, i dati inerenti la Risposta Sismica e la Pericolosità Sismica del Sito nonché i parametri sismici normativi (Fase 1 e parzialmente Fase 2). **Si rimane altresì disponibili per un'eventuale sviluppo congiunto, delle fasi 2 e 3 e quindi della definizione dei parametri relativi all'azione sismica di progetto.**

### **7.1 Categoria di Sottosuolo e Categoria Topografica**

Viene di seguito fornita una classificazione e caratterizzazione dei terreni secondo quanto indicato dalle norme tecniche per il progetto sismico allegate al D.M. 14/01/08.

Il sottosuolo è stato classificato secondo le tabelle allegate al D.M. 14/01/08 e riportate di seguito:

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

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

A partire dalla quota del piano di posa delle fondazioni e tenuto conto dei dati sismostratigrafici relativi ai terreni d'interesse possono essere stimati i seguenti valori di  $V_{s,30}$ :

Valori di $V_{s,30}$
440 m/sec

Il valore di  $V_{s,30}$  è stato stimato, in questo caso, solo in base ai dati derivanti dalle indagini sismiche applicando l'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}. \quad (3.2.1)$$

Si ritiene pertanto di assumere in progetto la **Categoria B.** ". **Tale categoria dovrà risultare in ogni caso compatibile con quanto risultante dall'analisi di 2° livello (vedi capitolo successivo).** Si elaborano quindi i dati relativi all'amplificazione anche per la Categoria di Sottosuolo C.

Per quanto concerne le caratteristiche geomorfologiche si potrà fare riferimento alla tabella 3.2.IV del D.M. 14/01/08.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

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

Per il sito di progetto, inserito in un contesto complessivamente pianeggiante, e comunque al di fuori dell'area d'influenza della scarpata morfologica (vedi capitolo successivo e "Carta di individuazione delle aree di amplificazione Topografica), si potrà tenere conto di una **categoria topografica T1.**



## 7.2 Pericolosità sismica del sito – Parametri sismici di riferimento

Per il sito di progetto, possono essere stimati per varie frequenze annuali di superamento, i valori dei parametri sismici normativi ( $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ ) relativi alla Pericolosità Sismica mediante il programma Spettri-NTC ver.1.0.3, utilizzando le coordinate geografiche.

Nel caso specifico tenuto conto della classe d'uso dell'edificio di progetto (Classe IV – paragrafo 2.4.2 NTC-08) è stata scelta una strategia di progettazione per edifici con funzioni pubbliche e strategiche importanti (**Fase 2**).

In particolare si propongono i seguenti parametri progettuali ed i relativi periodi di riferimento da utilizzare per i diversi Stati Limite:

Vita Nominale della costruzione (in anni) - $V_N$	50			
Coefficiente d'uso della costruzione - $C_U$	2			
Periodo di Riferimento per la costruzione (in anni) $T_R$	SLO 60	SLD 101	SLV 949	SLC 1950

I valori dei parametri sismici normativi ( $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ ) relativi alla pericolosità sismica stimati secondo la strategia di progettazione ordinaria sono di seguito elencati:

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	60	0,058	2,391	0,238
SLD	101	0,074	2,388	0,253
SLV	949	0,177	2,468	0,287
SLC	1950	0,223	2,495	0,299

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Si allegano gli spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL, nonché i diagrammi con la variabilità dei valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$  associati a ciascun SL.

Si rimanda al Tecnico Progettista delle Strutture, o ad un'eventuale valutazione congiunta, la determinazione (**Fase 3**) dell'Azione Sismica di Progetto e quindi dello Spettro di Progetto Elastico (SLE) o Inelastico (SLU).

### 7.3 Amplificazione Stratigrafica ( $S_s$ ) e Topografica ( $S_t$ )

Per l'utilizzo dei metodi, delle formule e delle tabelle riportate nella nuova revisione del Testo Unico (D.M. 14/01/08) si potrà tenere conto della categoria di sottosuolo stimata e dei valori dei parametri di pericolosità sismica del sito e potranno essere applicate le seguenti espressioni:

Tabella 3.2.V - Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per l'intervento di progetto per le verifiche allo Stato Limite di Danno (SLD) ed allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si possono utilizzare i seguenti valori:

**CATEGORIA B**

SLD	S <sub>s</sub>	1,200	SLV	S <sub>s</sub>	1,200
	C <sub>c</sub>	1,448		C <sub>c</sub>	1,412

**CATEGORIA C**

SLD	S <sub>s</sub>	1,500	SLV	S <sub>s</sub>	1,438
	C <sub>c</sub>	1,652		C <sub>c</sub>	1,585

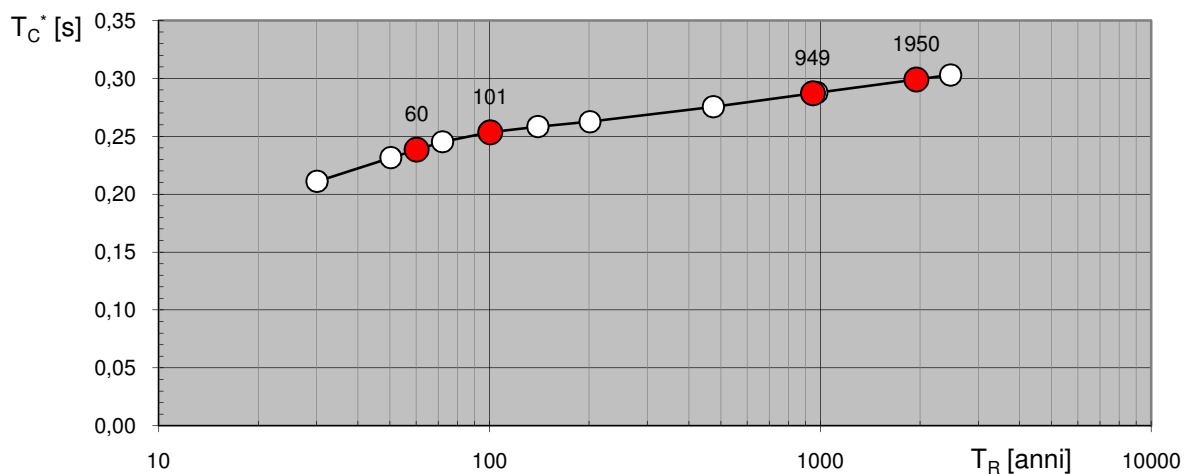
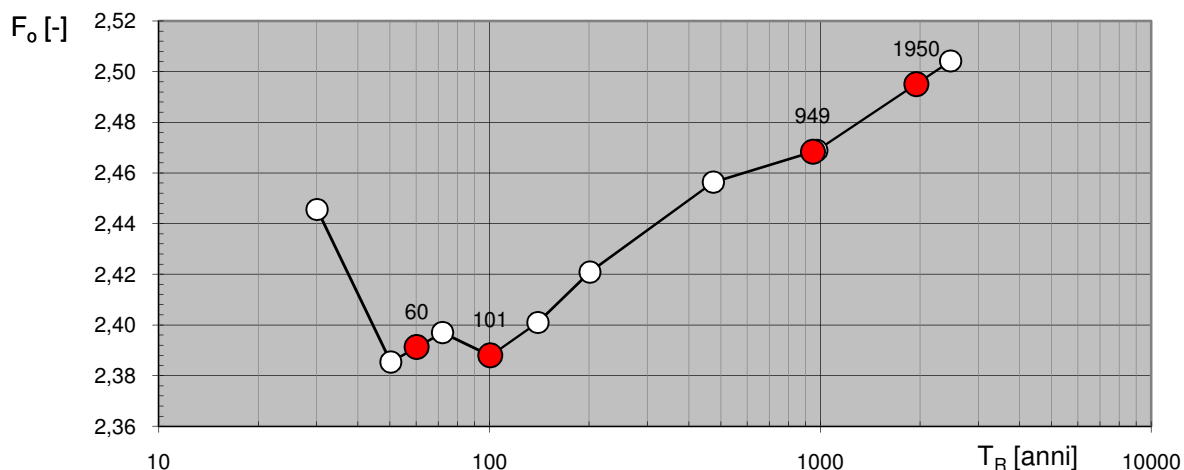
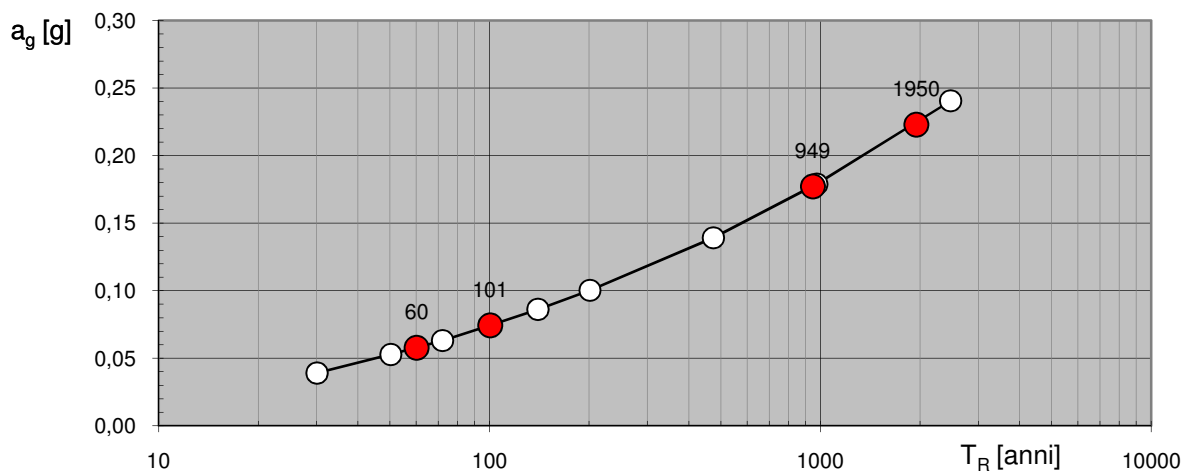
Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella seguente tabella:

**Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$** 

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

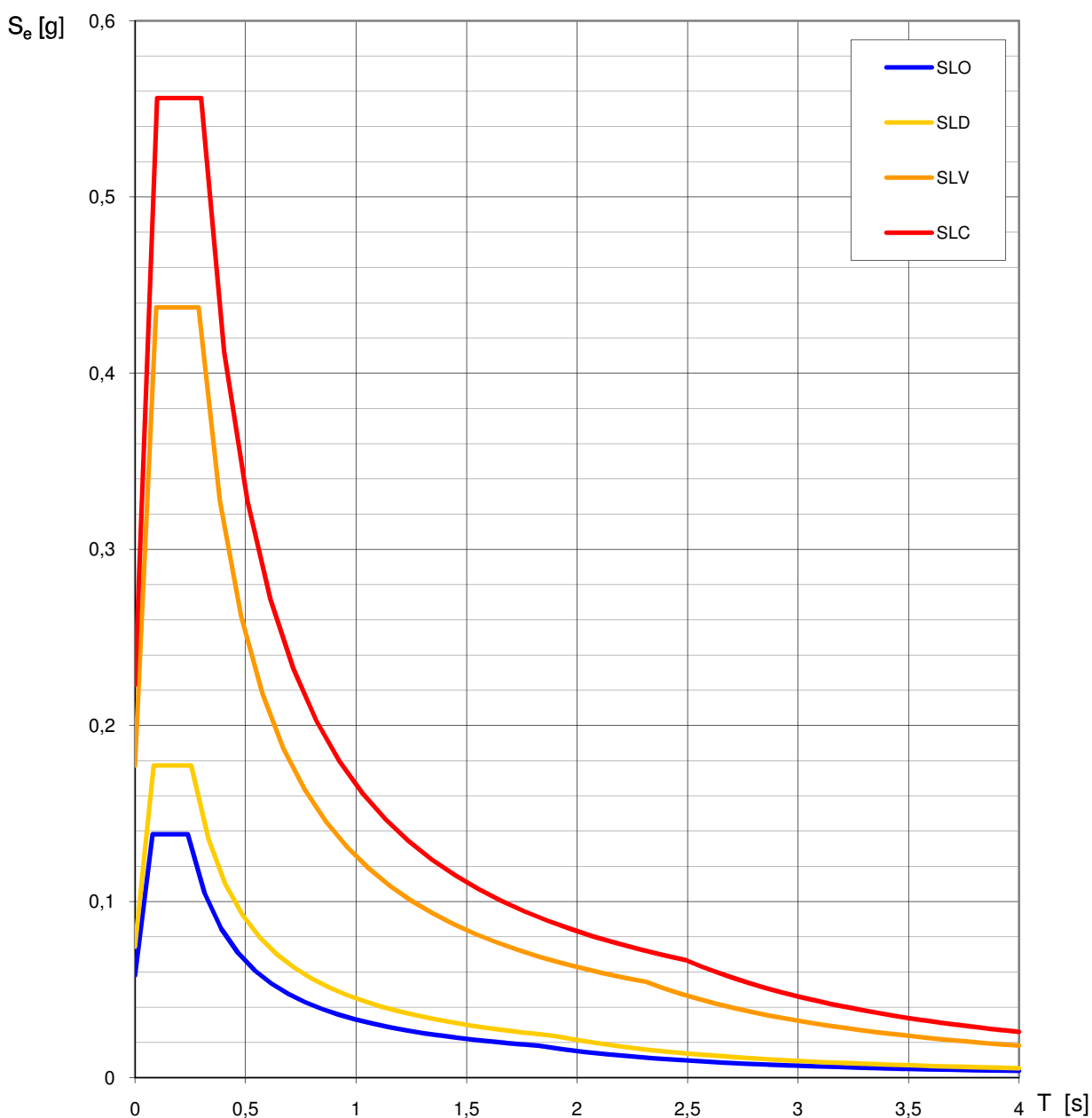
Per il sito d'intervento si potrà tenere conto di una categoria topografica T1, che comporta valori di  $S_T$  pari a 1.0.

# **Valori di progetto dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_C^*$ in funzione del periodo di ritorno $T_R$**



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

## Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

## **8. ANALISI DEL RISCHIO SISMICO – PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE AI SENSI DELLA D.G.R. 8/7374 DEL 2008**

### **8.1 ANALISI DI 1° LIVELLO**

In questo capitolo verrà eseguita una valutazione del rischio sismico correlato alle particolari condizioni geologiche e geomorfologiche dell'ambito in cui è inserita l'area di progetto.

Sarà quindi valutata l'amplificazione sismica locale secondo la metodologia e le procedure indicate nell'All. 5 della D.G.R. n° 8/7374 del 2008.

Le considerazioni svolte nel presente capitolo costituiscono la verifica "sito-specifica" di quanto già elaborato nello Studio Geologico di supporto al Piano di Governo del Territorio (Dott. Geol. A. Uggeri e Dott. Geol. P. Davide Fantoni, Luglio 2006), anche tenendo conto delle modifiche normative intercorse (D.G.R. n° 8/7374 del 2008), che introducono alcune varianti nel procedimento di valutazione del Rischio Sismico.

Le condizioni locali possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base producendo effetti di cui si deve tener conto nella valutazione della pericolosità sismica di un'area. Gli effetti indotti da particolari condizioni geologico-morfologiche sono infatti in grado di produrre danni diversificati su fabbricati con caratteristiche analoghe, entro zone anche ravvicinate (fino a poche decine di m). In tali situazioni si possono verificare fenomeni di focalizzazione dell'energia sismica incidente, con esaltazione delle ampiezze delle onde, fenomeni di riflessione multipla con variazione delle ampiezze delle vibrazioni e delle frequenze del moto.

Il primo elemento indispensabile per qualsiasi studio finalizzato al riconoscimento delle aree potenzialmente pericolose dal punto di vista sismico è l'individuazione della categoria del terreno. Nel caso in esame la definizione di questo parametro è stata ottenuta mediante l'esecuzione delle indagini sismiche e geognostiche (vedi paragrafi precedenti) entro il sito d'interesse.

La procedura prevede quindi la valutazione di vari gruppi di effetti locali:

- Effetti di sito o di amplificazione sismica locale
- Effetti di instabilità
- Effetti di cedimenti e/o liquefazione

Per l'area d'interesse verranno valutati gli **effetti di sito**, mentre sono da escludere effetti di amplificazione correlati ad instabilità dei luoghi o ad effetti di cedimenti e/o liquefazione.

#### **8.1.1 Effetti di sito o di amplificazione sismica locale**

Gli effetti di amplificazione sismica locale o di sito sono rappresentati dall'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che il terremoto di riferimento, relativo al bedrock, può subire durante l'attraversamento degli strati di terreno sovrastanti il bedrock, a causa dell'interazione delle onde sismiche con le particolari condizioni locali.

Si distinguono quindi gli effetti di **amplificazione topografica** e quelli di **amplificazione litologica**.



Gli effetti di amplificazione topografica si verificano quando le condizioni locali sono rappresentate da morfologie superficiali articolate e da irregolarità topografiche in generale.

Gli scenari di pericolosità sismica locale cui si correlano effetti di amplificazione topografica sono riportati nella Tab. 1 dell'All.5 della D.G.R. 8/7374 del 2008:

Sigla	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z3a	Zona di ciglio H> 10 m (scarpata con parete subverticale, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica)	Amplificazioni topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo	

In fregio al limite Nord dell'area di progetto è riconoscibile uno scenario Z3a, segnalato anche nello Studio Geologico del Territorio Comunale. Tale contesto verrà quindi rivalutato al fine di definire in maniera "sito-specifica" il coefficiente di amplificazione topografica (Fa di sito) e di paragonarlo al valore di Fa di soglia come definito dalla D.G.R. 8/7373 del 2008; si dovrà allo stesso modo definire nel dettaglio l'andamento dell'area d'influenza della scarpata a monte del ciglio della stessa, per verificarne l'interazione con i manufatti di progetto.

Gli effetti di amplificazione litologiche o geometriche si verificano quando le condizioni locali sono rappresentate da morfologie sepolte (bacini sedimentari, chiusure laterali, corpi lenticolari, eteropie ed interdigitazioni, gradini di faglia, ecc.) e da particolari profili stratigrafici costituiti da litologie con determinate proprietà meccaniche. Tali condizioni possono generare esaltazione locale delle azioni sismiche trasmesse dal terreno, fenomeni di risonanza fra onda sismica incidente e modi di vibrare del terreno e fenomeni di doppia risonanza fra periodo fondamentale del moto sismico incidente e modi di vibrare del terreno e della sovrastruttura.

Gli scenari di pericolosità sismica locale cui si correlano effetti di amplificazione litologica sono riportati nella Tab. 1 dell'All.5 della D.G.R. 8/7374 del 2008:

Sigla	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z4a	Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zone con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale	

L'area d'interesse per la realizzazione della scuola materna, ricade in un contesto morenico con presenza di depositi glaciali, a cui è correlabile uno scenario di tipo Z4c. Verranno quindi applicate le procedure di 2° livello.

## **8.2 STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI/MORFOLOGICI E DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DI SITO**

### **(2° Livello di approfondimento – All. 5 della D.G.R. 8/7473 del 28/05/2008)**

Tenuto conto dei risultati dell'analisi di 1° livello è stata eseguita la caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi nelle aree perimetrate nella Carta di Pericolosità Sismica Locale in zona Z3a ed in zona Z4c, che fornisce la stima della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di Amplificazione (Fa) di sito.

**L'applicazione del 2° livello, in generale, consente l'individuazione delle aree in cui la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale (Fa calcolato superiore a Fa di soglia comunale, elaborati dalla Regione Lombardia e riportati nella Banca dati "soglie\_lomb.xls").**

La procedura fornisce infatti la stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di valori di Fattore di Amplificazione (Fa); gli studi sono condotti con metodi quantitativi semplificati, validi per le amplificazioni litologiche e morfologiche, e sono utilizzati per zonare l'area di studio in funzione del valore di Fa.

Il valore di Fa si riferisce quindi agli intervalli di periodo tra 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s, in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie più rappresentate sul territorio regionale, rispettivamente riferibili a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide ed a strutture alte e flessibili.

#### **8.2.1 Effetti morfologici - Stima dei valori dei Fattori di Amplificazione (Fa)**

La valutazione degli effetti di amplificazione dovuti alla morfologia è stata eseguita mediante l'applicazione delle procedure indicate nell'All.5 della D.G.R. n° 8/7374 del 28/05/2008.

La procedura semplificata di 2° livello fornisce valori di Fa relativi al solo intervallo 0.1-0.5 s e richiede la conoscenza di alcuni parametri legati all'andamento topografico del pendio.

#### **Zone di ciglio H > 10 m (Scenario Z3a)**

Per la delimitazione dell'area di ciglio H > 10 m (scenari Z3a), è stata eseguita n° 1 sezione topografica, ortogonale al versanti ed agli elementi morfologici riconosciuti (in allegato).

Per la sezione sono stati determinati, secondo la procedura normativa, i seguenti parametri (vedi sezioni e tabella riassuntiva in allegato):

- larghezza alla base del rilievo (L) – scelta in corrispondenza di evidenti rotture morfologiche
- larghezza in cresta al rilievo (l)
- dislivello altimetrico massimo (H) e dislivello altimetrico minimo (h)
- coefficiente di forma H/L
- inclinazione dei fronti ( $\alpha_1 - \alpha_2$ )

I parametri calcolati hanno evidenziato che il rilievo esaminato risulta classificato come scarpata morfologica cui corrisponde uno scenario Z3a.

I parametri determinati per la sezione sono stati quindi proiettati entro la scheda di valutazione morfologica. Mediante le correlazioni indicate è stato infine determinato il corrispondente valore del Fattore di Amplificazione (Fa di sito); per la sezione elaborata (vedi allegato) è stato definito un valore di Fa di sito pari a 1,1.

Come previsto dalla normativa per le scarpate morfologiche il valore di Fa calcolato coincide, a monte, con il ciglio mentre raggiunge il valore unitario ai margini dell'area d'influenza ( $A_i = H = 12.20$  m). E' stata così predisposta la "Carta d'individuazione delle aree di amplificazione topografica" scala 1:2.000) in cui sono raffigurate aree con valori di Fa di sito omogenei.

Tutti i valori stimati risultano in ogni caso **inferiori ai valori di soglia indicati dalla normativa e relativi al valore di St (amplificazione topografica) previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008)**. Ciò comporta che la normativa vigente risulti sufficientemente cautelativa rispetto ai fenomeni di potenziale amplificazione topografica.

**Si vuole in ogni caso sottolineare che l'area d'influenza dell'amplificazione topografica correlata al versante collinare e relativa alla porzione a monte del ciglio di scarpata non interessa l'area di progetto.**

### **8.2.2 Effetti litologici**

Per quel che riguarda la valutazione degli effetti di amplificazione dovuti alla litologia, scenario Z4c, la procedura semplificata di 2° livello richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

I terreni possono essere classificati, sulla base dei dati geotecnici e sismostratigrafici e secondo le tabelle allegate al D.M. 14/01/08 entro la **categoria di suolo B** (vedi Dati sismostratigrafici).

In accordo con la procedura, per i siti prescelti, la successione stratigrafica di riferimento e lo spessore e la velocità di ciascuno strato, come definiti nel modello geofisico, sono stati riportati nelle "Schede di Stima degli Effetti Litologici", in allegato.

Il primo passo della procedura prevede la definizione della scheda di valutazione (All. 5 - D.G.R. 8/7374 del 2008) più idonea alla stima degli effetti litologici. Nell'elaborazione dei dati sono state utilizzate le schede per le litologie prevalentemente limoso-sabbiose tipo 2, tenuto conto in via prioritaria delle descrizioni litologiche solo se compatibili con i campi di validità riportati nei diagrammi Z-Vs (secondo quanto indicato dalla normativa).

Il passo successivo permette la definizione della curva caratteristica da utilizzare per la stima del valore di Fa di sito. La profondità del primo strato ( $>4$  m) e/o del primo strato equivalente e la relativa velocità Vs, definiscono la curva caratteristica da utilizzare ai fini dei calcoli.

E' stato quindi calcolato il valore del periodo del sito (T), riportato nelle schede in allegato, ottenuto considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore è uguale o superiore a 800 m/sec ed utilizzando la formula riportata nell'All.5.

Si è quindi proceduto alla stima del fattore di amplificazione di sito (Fa di sito):

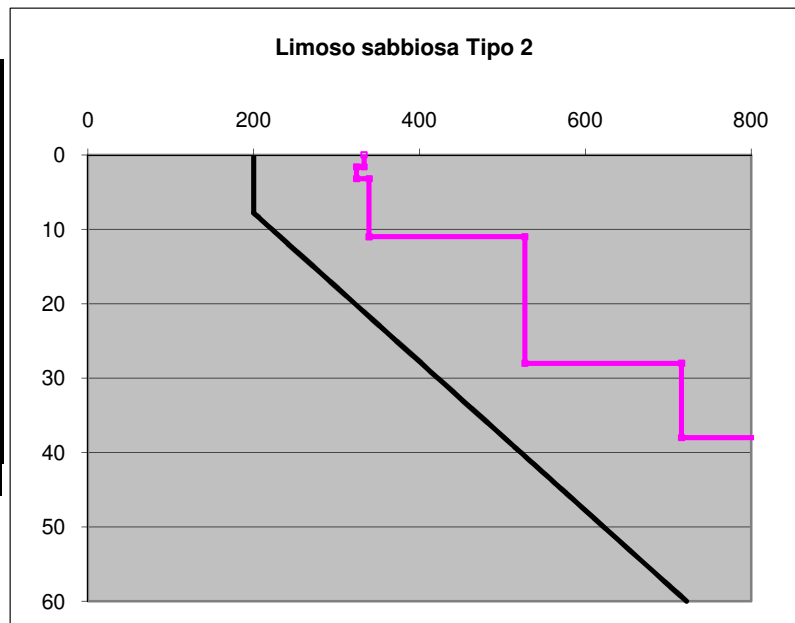
- **Per un periodo compreso tra 0,1 s e 0,5 s sono stati stimati valori di Fa di sito pari a 1,8.**

**STIMA DEGLI EFFETTI LITOLGICI**  
secondo le procedure dell'All. 5 - D.g.r. 8-7374 del 28/05/2008

**TERRENO LIMOSO SABBIOSO - TIPO 2**

Prof base	Nspt	Vs
0		
1.6	-	333
3.2	-	324
11	-	339
28	-	527
38	-	716
43	-	1000
48	-	1000
53	-	1000
58	-	1000
63	-	1000
Oltre 38 m		> 800

PERIODO DEL SITO	
T	0.292



PRIMO STRATO	
Prof. base	11
Vs	336

Curva caratteristica	
n°	3

Limosa sabbiosa 2			Profondità primo strato																												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	20	25	30	35	40	50	60									
200				1	1	1	1	1	1	1																					
250				2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1																
300				3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2															
350				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3														
400				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3													
450				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3												
500				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3											
600				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3										
700				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3									

**VERIFICA**

**Valori Fa di sito**

0,1 < T < 0,5	1.8
0,5 < T < 1,5	1.3

**COMUNE DI CAZZAGO S/M**

**Valori Fa di soglia**

Terreni di tipo:

B	C	D	E
1.5	1.9	2.3	2
1.7	2.4	4.3	3.1

Località	Via Bevilacqua - Cazzago s/M (BS)
Litologia:	tipo di suolo B

- **Per un periodo compreso tra 0,5 s e 1,5 s sono stati stimati valori di Fa di sito pari a 1,3.**

Infine è stato eseguito il confronto con i valori Fa di soglia comunale, definiti dalla D.G.R. 8/7374 del 2008 per le diverse categorie di sottosuolo.

**Per edifici con periodo T compreso tra 0,1 e 0,5 s** si ottengono valori di Fa di sito superiori a quelli di soglia previsti per la categoria di sottosuolo B; i valori di Fa di sito risultano compatibili con quelli di soglia per la **Categoria di Sottosuolo C**. **Per edifici con periodo compreso tra 0,5 s e 1,5 s** si ottiene un valore Fa di sito compatibile con quello di soglia previsto per la **categoria di sottosuolo B**.

**La normativa sismica vigente è quindi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica assumendo in progetto:**

- **Categoria di Sottosuolo C, per edifici con periodo (T) compreso tra 0,1 s e 0,5 s**
- **Categoria di Sottosuolo B, per edifici con periodo (T) compreso tra 0,5 s e 1,5 s.**

## **9. INTERVENTO DI PROGETTO – PROBLEMATICHE REALIZZATIVE – PRESCRIZIONI**

Il progetto prevede la realizzazione di un edificio scolastico, con piano seminterrato, che si sviluppa secondo un corpo principale allungato in fregio alla viabilità (Via Cardinale Giulio Bevilacqua) ed un'ala secondaria estesa trasversalmente, in fregio all'area a parcheggio di progetto.

Le due porzioni possiedono piano di calpestio posto a quota differente: per il corpo principale il piano di calpestio risulta coincidente con 96.7 m (quote riferite alle tavole di progetto) mentre per l'ala secondaria si prevede una quota variabile (riferita alle tavole di progetto), compresa tra 96.7 m (lato Sud) e 99.0 m (lato Nord).

Frontalmente all'edificio, lato N, si prevede di realizzare un piazzale ad una quota ribassata rispetto all'attuale piano campagna di circa 3-4 m.

Le scelte progettuali ed i criteri realizzativi dovranno essere finalizzati a garantire, in ogni caso, l'esecuzione dei lavori in condizioni di sicurezza, la verifica della pressione limite e delle resistenze dei terreni di fondazione anche in funzione dei cedimenti previsti in fase d'esercizio, nonché la compatibilità con l'assetto idrogeologico ed idrografico del territorio.

Mediante la campagna di indagine eseguita è stato ricostruito il modello geologico e geotecnico di riferimento per il progetto.

La quota di posa delle strutture di fondazione in relazione all'andamento topografico ed alle caratteristiche progettuali, risulta variabile da circa -2.50 m (lato N dell'ala secondaria) a circa -3.50 m dal p.c. attuale (quote relative al rilievo di progetto) comporta per lo più il raggiungimento di depositi glaciali prevalentemente limoso-sabbioso-ghiaiosi debolmente argillosi, con rari ciottoli, addensati e da molto umidi a bagnati (Unità geotecnica G2). L'unità è altresì caratterizzata dalla presenza di frequenti intercalazione di livelli, di spessore per lo più inferiore ad 1 m, più francamente ghiaioso-sabbiosi, debolmente limosi con ciottoli, addensati e bagnati. Per il piano di posa di progetto sono quindi

ammissibili **strutture di fondazione nastriformi**, in grado di garantire carichi di entità medio-elevata con cedimenti comunque contenuti e verosimilmente tollerabili per le strutture di progetto.

Dai dati acquisiti è stata inoltre evidenziata la presenza di falde superficiali sospese, circolanti entro l'unità geotecnica G2, a profondità variabile rispetto al piano campagna e comunque a partire da circa -2.50/-4.50 m dal p.c. attuale. Il livello piezometrico misurato in alcuni punti d'indagine evidenzia una certa risalienza delle falde, che risultano quindi per lo più confinate, con livello statico posto a circa -1,20/-1,50 m dal p.c..

Si può quindi ipotizzare che a profondità di interesse fondazionale, siano riscontrati piuttosto diffusamente fenomeni di filtrazione idrica. Si tratta in ogni caso di falde sospese, di norma discontinue e poco produttive; tuttavia in relazione alle intense e prolungate precipitazioni piovose degli ultimi due anni (2009-2010) si possono ipotizzare allo stato attuale valori di minima soggiacenza ed una buona continuità laterale.

L'esecuzione degli scavi in condizioni di sicurezza e la posa delle strutture di fondazione in presenza della falda dovrà prevedere specifiche tecniche realizzative (drenaggi lungo il perimetro ed al fondo dello scavo, con eventuale utilizzo di pompe, e/o la predisposizione di sistemi di abbattimento della falda, tipo *well-point*).

Il piano interrato potrà, successivamente alla fase realizzativa, interferire con **fenomeni di umidità e/o di filtrazione idrica** soprattutto in concomitanza di periodi piovosi. Si rende pertanto necessario prevedere la messa in opera di adeguati interventi di impermeabilizzazione del piano di calpestio del piano interrato e dei muri laterali, associati ad un adeguato sistema di drenaggio con predisposizione di pompe che potranno essere, all'occorrenza, utilizzate in concomitanza di periodi piovosi per abbattere il livello di falda.

Per qualsiasi operazione di scavo e movimento terra, al fine di garantire la sicurezza per gli operatori, si raccomanda di mantenere sempre, anche localmente, altezze ed inclinazioni dei fronti di scavo rapportabili con le caratteristiche geotecniche dei materiali presenti ed in ogni caso nel rispetto dell'edificato esistente e nel rispetto della stabilità dei luoghi, secondo le modalità indicate nel relativo paragrafo. In particolare si sottolinea come l'esecuzione delle operazioni di scavo lungo il lato di monte, eseguita secondo elevate inclinazioni ed in un'unica fase di sbancamento, dovrà necessariamente prevedere la realizzazione preventiva di strutture di sostegno provvisorie, con messa in opera di una paratia in micropali tirantata (berlinese).

## **10. ELEMENTI PER LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI**

Per il D.M. 14/01/08, era prevista (art. 20 della L. 31 del 28/02/2008) una fase transitoria conclusasi al 30/06/2009. Ciò comportava, fino a tale data, la possibilità per il progettista delle strutture e delle opere di fondazione di avvalersi, a propria discrezione, delle nuove norme o di quelle ad esse precedenti. Dopo la sua entrata in vigore esclusiva il D.M. 14/01/08 prevede (Cap. 2.7) che solo per le costruzioni di tipo 1 e 2 e per Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in zona 4, è ammesso il Metodo di Verifica alle Tensioni Ammissibili in deroga all'obbligo dei Metodi di calcolo agli Stati Limite.

Secondo i metodi ed i criteri richiesti dal D.M. 11/03/88, il calcolo della capacità portante ( $P_{amm}$ ) dei terreni di fondazione, riferita alla resistenza al taglio, viene eseguito applicando al valore della pressione limite ( $P_{lim}$ ) o pressione a rottura del terreno un coefficiente di sicurezza non inferiore a 3.

Il Testo Unico (D.M. 14/01/08), che definisce le nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni", comporta metodologie di calcolo articolate in maniera alquanto differente. In particolare vengono introdotte innovazioni riguardo la valutazione della sicurezza e delle prestazioni delle opere interagenti con i terreni e con le rocce. La valutazione della sicurezza è quindi intesa in termini di Stati Limite per tutte le ipotizzabili situazioni di funzionamento.

Spetta in ogni caso al Progettista la definizione delle normativa cui risulta assoggettato l'intervento di progetto.

### **10.1 Parametri geotecnici di progetto**

Per le fondazioni si può ipotizzare la presenza, in corrispondenza del piano di posa, dell'unità geotecnica G2. Ai fini della stima dei carichi limiti e di esercizio, per fondazioni superficiali si propone di assumere i seguenti parametri di progetto:

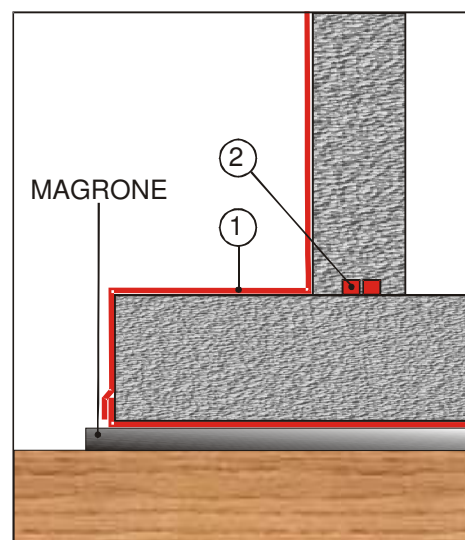
$\gamma$	20 kN/m <sup>3</sup>	peso unitario del terreno
Cu	0 kPa	coesione non drenata
Dr	80%	densità relativa (Skempton)
$\phi$	34°	angolo di resistenza al taglio efficace
Vs <sub>30</sub>	510 m/sec	velocità di propagazione delle onde s mediata sui 30 m (ai sensi del D.M. 14/01/2008)
B (per edifici con periodo compreso tra 0,5 sec e 1,5 sec) C (per edifici con periodo compreso tra 0,1 sec e 0,5 sec)		Categoria di sottosuolo (ai sensi del D.M. 14/01/2008)
T1		Categoria topografica (ai sensi del D.M. 14/01/2008)



In fase d'indagine sono stati riscontrati diffusi fenomeni di circolazione d'acqua a profondità di interesse progettuale, in accordo con l'assetto idrogeologico ricostruito per l'area in esame; pertanto **la posa delle strutture di fondazione, in presenza d'acqua, dovrà prevedere specifiche tecniche realizzative (drenaggi lungo il perimetro ed al fondo dello scavo, con eventuale utilizzo di pompe, e/o la predisposizione di sistemi di abbattimento della falda, tipo *well-point*).**

Sebbene le falde riscontrate dovrebbero essere riconducibili a livelli acquiferi sospesi e per lo più discontinui lateralmente, l'attuale assetto idrogeologico può comportare una buona continuità laterale delle falde; si rimanda al Progettista la valutazione circa l'opportunità di tenere debitamente conto della spinta idrostatica e di assumere in progetto il valore del peso unitario del terreno immerso in falda.

La presenza di fenomeni di filtrazione idrica a profondità di interesse fondazionale dovrà in ogni caso essere presa in opportuna considerazione dal Progettista. Per le opere interrato o semi interrato, si consiglia un'adeguata impermeabilizzazione con guaine e giunti impermeabili da apporre alla base della fondazione, della pavimentazione e della porzione dei muri in elevazione al piano di calpestio. Tale impermeabilizzazione consentirà di contrastare efficacemente l'infiltrazione dell'acqua evitando anche un'eventuale aggressione chimica la quale potrebbe dare origine anche a processi di corrosione sia del calcestruzzo sia delle armature metalliche. Per tale motivo, per le strutture in interrato, è consigliato il confinamento del reinterro e del calcestruzzo con opportuni materiali di natura bentonitica i quali consentono il generarsi di un gel coloso e consistente che aderendo alla struttura la rende perfettamente impermeabile. Il rivestimento con queste membrane impermeabili (① in figura) dovrà essere realizzato come nello schema avendo la precauzione di inserire un raccordo doppio di giunzione di materiale impermeabile (tipo Water Stop), avente funzione di diaframma, tra piano verticale ed orizzontale (② in figura) da posizionare sulla superficie orizzontale prima di procedere al getto della muratura verticale in corrispondenza della mezzeria del muro. Per tutti questi motivi si consiglia di limitare il più possibile le riprese di getto e di provvedere a collocare anche nei giunti strutturali appositi giunti a tenuta idraulica.



Si sottolinea che il Progettista potrà in ogni caso individuare altre tecnologie realizzative ed altri materiali, idonei a fornire la necessaria impermeabilizzazione.

## 10.2 Fondazioni superficiali

I calcoli sono stati eseguiti in funzione di **fondazioni nastriformi**, assumendo una quota di imposta pari a circa **-2.50/-3.50 m dal p.c. attuale** (quota riferita al Rilievo di progetto) ed in ogni caso in corrispondenza di un terreno con parametri geotecnici definiti nel paragrafo precedente. Per la larghezza delle fondazioni sono state considerate varie dimensioni; inoltre nei calcoli si è tenuto conto di un **Df = 0,50 m**.

Si sottolinea che l'eventuale presenza della coltre di terreno rimaneggiato con spessori maggiori di quelli previsti e/o di livelli limoso-sabbiosi da scarsamente a mediamente addensati comporterà l'approfondimento del piano d'imposta delle fondazioni e/o operazioni di bonifica con rimozione di un idoneo strato di terreno, a cui dovrà seguire il getto di magrone per raggiungere la quota d'imposta prevista.

Il calcolo della pressione limite ( $P_{lim}$ ) é stato eseguito per **carichi centrati**, utilizzando il criterio di **Brinch-Hansen (1970)**, considerando terreni di fondazione unicamente granulari ( $\phi > 0^\circ$ ,  $C_u = 0$ ).

$$P_{lim} = 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

in cui:

$\gamma_1$  = peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma_2$  = peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa

$N_\gamma, N_q$  = fattori di capacità portante funzione di  $\phi$

$q = \gamma_2 H$  = pressione esistente nel terreno alla quota d'imposta della fondazione

$H$  = profondità del piano di posa delle fondazioni

$B$  = lato minore della fondazione

$s_\gamma, s_q$  = fattori di forma

$d_q$  = fattori di profondità

Nel caso in cui il progettista fornisca i carichi assiali ed i momenti agenti, gravanti sulla struttura di fondazione sarà possibile rielaborare i dati, tenendo conto di carichi eccentrici e delle dimensioni equivalenti della stessa fondazione.

### 10.2.1 Elementi per le Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Per diverse geometrie di fondazione, si ottengono i seguenti valori:

$B = 0.80 \text{ m}$	$P_{lim \text{ M1}} = 5.5 \text{ kg/cm}^2 = 539 \text{ kPa}$
$B = 1.00 \text{ m}$	$P_{lim \text{ M1}} = 6.0 \text{ kg/cm}^2 = 588 \text{ kPa}$
$B = 1.20 \text{ m}$	$P_{lim \text{ M1}} = 6.5 \text{ kg/cm}^2 = 637 \text{ kPa}$
$B = 1.50 \text{ m}$	$P_{lim \text{ M1}} = 7.3 \text{ kg/cm}^2 = 715 \text{ kPa}$
$B = 1.80 \text{ m}$	$P_{lim \text{ M1}} = 8.1 \text{ kg/cm}^2 = 794 \text{ kPa}$

Tali valori potranno essere utilizzati per la Verifica della Sicurezza e delle Prestazioni allo SLU del complesso fondazione–terreno richiesta dal Cap. 6 del D.M. 14/01/08 (paragrafi 6.2.3.1 e 6.4.2.1).

Il valore di  $P_{lim}$  può essere considerato, infatti, coincidente con i carichi limite stimati applicando per i parametri del terreno i coefficienti ( $\gamma_M$ ) del caso M1 (tab. 6.2 II del D.M. 14/01/08).

Il calcolo dei carichi limite nel caso M2 (tab. 6.2.II del D.M. 14/01/08) richiede, altresì, l'applicazione di coefficienti riduttivi ( $\gamma_M \geq 1$ ) ai parametri geotecnici del terreno. Procedendo nel calcolo si ottengono i seguenti valori:

<b>B = 0.80 m</b>	<b><math>P_{lim\ M2} = 2.6\ \text{kg/cm}^2 = 255\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.00 m</b>	<b><math>P_{lim\ M2} = 2.8\ \text{kg/cm}^2 = 274\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.20 m</b>	<b><math>P_{lim\ M2} = 3.0\ \text{kg/cm}^2 = 294\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.50 m</b>	<b><math>P_{lim\ M2} = 3.3\ \text{kg/cm}^2 = 323\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.80 m</b>	<b><math>P_{lim\ M2} = 3.6\ \text{kg/cm}^2 = 353\ \text{kPa}</math></b>

Sono state quindi valutate le Resistenze  $R_d$  applicando ai valori stimati per i carichi limite M1 e M2, laddove necessario ed in funzione dell'approccio progettuale, ulteriori coefficienti parziali di sicurezza ( $\gamma_R$ ) (Tab. 6.4.I del D.M. 14/01/08) in funzione delle “combinazioni” di calcolo. Si riassumono i valori ottenuti per le varie combinazioni, nelle seguenti tabelle:

<b>APPROCCIO 1</b>		
	<b>Combinazione 1</b>	<b>Combinazione 2</b>
<b>B = 0.80 m</b>	<b><math>R_{d\ M1-R1} = 5.5\ \text{kg/cm}^2 = 539\ \text{kPa}</math></b>	<b><math>R_{d\ M2-R2} = 1.4\ \text{kg/cm}^2 = 137\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.00 m</b>	<b><math>R_{d\ M1-R1} = 6.0\ \text{kg/cm}^2 = 588\ \text{kPa}</math></b>	<b><math>R_{d\ M2-R2} = 1.5\ \text{kg/cm}^2 = 147\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.20 m</b>	<b><math>R_{d\ M1-R1} = 6.5\ \text{kg/cm}^2 = 637\ \text{kPa}</math></b>	<b><math>R_{d\ M2-R2} = 1.7\ \text{kg/cm}^2 = 167\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.50 m</b>	<b><math>R_{d\ M1-R1} = 7.3\ \text{kg/cm}^2 = 715\ \text{kPa}</math></b>	<b><math>R_{d\ M2-R2} = 1.8\ \text{kg/cm}^2 = 176\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.80 m</b>	<b><math>R_{d\ M1-R1} = 8.1\ \text{kg/cm}^2 = 794\ \text{kPa}</math></b>	<b><math>R_{d\ M2-R2} = 2.0\ \text{kg/cm}^2 = 196\ \text{kPa}</math></b>

<b>APPROCCIO 2</b>	
<b>B = 0.80 m</b>	<b><math>R_{d\ M1-R3} = 2.4\ \text{kg/cm}^2 = 284\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.00 m</b>	<b><math>R_{d\ M1-R3} = 2.6\ \text{kg/cm}^2 = 284\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.20 m</b>	<b><math>R_{d\ M1-R3} = 2.8\ \text{kg/cm}^2 = 284\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.50 m</b>	<b><math>R_{d\ M1-R3} = 3.2\ \text{kg/cm}^2 = 304\ \text{kPa}</math></b>
<b>B = 1.80 m</b>	<b><math>R_{d\ M1-R3} = 3.5\ \text{kg/cm}^2 = 323\ \text{kPa}</math></b>

Allo stesso modo il Progettista dovrà applicare i coefficienti parziali dei casi A1 e A2 per le Azioni o per l'effetto delle azioni ( $\gamma_F$  o  $\gamma_E$  - Tab. 6.2.I del D.M. 14/01/08) definiti in funzione dei carichi e dei loro effetti.

Il Progettista dovrà infine verificare che per ogni stato limite ultimo sia rispettata la condizione:  $E_d \leq R_d$

### 10.2.2 Elementi per le Verifiche alle Tensioni Ammissibili

A titolo indicativo o nel caso in cui per l'intervento di progetto potesse essere applicata la relativa normativa, è stata eseguita una stima della  $P_{amm}$  adottando il Metodo delle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. 11/03/88, applicando un fattore di sicurezza  $F=3$  ai valori di  $P_{lim}$ .

$B = 0.80 \text{ m}$	$P_{amm} = 1.8 \text{ kg/cm}^2 = 176 \text{ kPa}$
$B = 1.00 \text{ m}$	$P_{amm} = 2.0 \text{ kg/cm}^2 = 196 \text{ kPa}$
$B = 1.20 \text{ m}$	$P_{amm} = 2.2 \text{ kg/cm}^2 = 216 \text{ kPa}$
$B = 1.50 \text{ m}$	$P_{amm} = 2.4 \text{ kg/cm}^2 = 235 \text{ kPa}$
$B = 1.80 \text{ m}$	$P_{amm} = 2.7 \text{ kg/cm}^2 = 265 \text{ kPa}$

### 10.2.3 Elementi per le Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE) – Stima dei cedimenti

Per le verifiche delle strutture allo Stato Limite d'Esercizio (SLE) bisogna in ogni caso tener conto dei cedimenti massimi verificabili in funzione dei carichi di progetto.

Per le strutture di fondazione ipotizzate il calcolo dei cedimenti è stato eseguito utilizzando il metodo di *Burland-Burbidge (1983)*:

$$s = f_s \cdot f_h \cdot f_t (q' - 2/3 \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$

in cui:

$q'$  = pressione efficace lorda (kPa)

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

$I_c$  = indice di compressibilità, funzione di  $N_{spt}$

$f_s, f_h, f_t$  = fattori correttivi di forma.

Il calcolo viene condotto tenendo conto di vari carichi di esercizio ipotetici e dei relativi cedimenti differiti nel tempo (20 anni). **Non si è tenuto conto della possibile presenza di carichi pulsanti.**

**Ala secondaria (lato Nord)**  
**(piano di posa pari a circa -2.50 m dal p.c. attuale)**

	$P_{\text{prog-eser}} = 1.6 \text{ kg/cm}^2 = 157 \text{ kPa}$	
B = 0.80 m		s = 3 mm
B = 1.00 m		s = 4 mm
B = 1.20 m		s = 4 mm
B = 1.50 m		s = 5 mm
B = 1.80 m		s = 5 mm

	$P_{\text{prog-eser}} = 1.8 \text{ kg/cm}^2 = 176 \text{ kPa}$	
B = 0.80 m		s = 4 mm
B = 1.00 m		s = 4 mm
B = 1.20 m		s = 5 mm
B = 1.50 m		s = 5 mm
B = 1.80 m		s = 6 mm

	$P_{\text{prog-eser}} = 2.0 \text{ kg/cm}^2 = 198 \text{ kPa}$	
B = 1.00 m		s = 5 mm
B = 1.20 m		s = 5 mm
B = 1.50 m		s = 6 mm
B = 1.80 m		s = 7 mm

Per i terreni di fondazione potranno essere utilizzati valori del coefficiente **k di Winkler** dell'ordine di **3-4 kg/cm<sup>3</sup>**.

**Corpo principale e Ala secondaria (lato Sud)**  
**(piano di posa pari a circa -3.50 m dal p.c. attuale)**

<b>B = 0.80 m</b>	<b><math>P_{\text{prog-eser}} = 1.6 \text{ kg/cm}^2 = 157 \text{ kPa}</math></b>	<b>s = 3 mm</b>
<b>B = 1.00 m</b>		<b>s = 3 mm</b>
<b>B = 1.20 m</b>		<b>s = 4 mm</b>
<b>B = 1.50 m</b>		<b>s = 4 mm</b>
<b>B = 1.80 m</b>		<b>s = 5 mm</b>

<b>B = 0.80 m</b>	<b><math>P_{\text{prog-eser}} = 1.8 \text{ kg/cm}^2 = 176 \text{ kPa}</math></b>	<b>s = 3 mm</b>
<b>B = 1.00 m</b>		<b>s = 4 mm</b>
<b>B = 1.20 m</b>		<b>s = 4 mm</b>
<b>B = 1.50 m</b>		<b>s = 5 mm</b>
<b>B = 1.80 m</b>		<b>s = 5 mm</b>

<b>B = 1.00 m</b>	<b><math>P_{\text{prog-eser}} = 2.0 \text{ kg/cm}^2 = 196 \text{ kPa}</math></b>	<b>s = 4 mm</b>
<b>B = 1.20 m</b>		<b>s = 4 mm</b>
<b>B = 1.50 m</b>		<b>s = 5 mm</b>
<b>B = 1.80 m</b>		<b>s = 5 mm</b>

Per i terreni di fondazione potranno essere utilizzati valori del coefficiente **k di Winkler dell'ordine di 3-6 kg/cm<sup>3</sup>**.

I valori di  $P_{\text{prog-eser}}$  stimati sono in ogni caso conformi al D.M. 11/03/1988 in cui per le strutture di fondazione viene prescritto al paragrafo "C.4.2", un fattore di sicurezza (F) non inferiore a 3, laddove  **$P_{\text{amm}} = 1/F \cdot P_{\text{lim}}$** .

I cedimenti, calcolati per le  $P_{\text{prog-eser}}$  ipotizzate, potranno essere utilizzati per le verifiche in condizioni di esercizio (SLE), in quanto dovranno risultare compatibili, nelle diverse condizioni di carico, con la funzionalità della struttura in elevato e con la durabilità e l'esercizio dell'opera.

Rimane a discrezione del progettista l'utilizzo di  $P_{\text{prog-eser}}$  differenti; si rimane altresì disponibili ad un'ulteriore stima dei cedimenti in relazioni a condizioni di carico diverse.

**In nessun caso i valori stimati (sia per le resistenze che per i cedimenti) potranno essere utilizzati per fondazioni poggianti su livelli o lenti di materiali a caratteristiche geotecniche particolarmente scadenti o in presenza di terreno rimaneggiato dalle operazioni di scavo e/o di fenomeni di ristagno d'acqua al piano di posa.**

## 11. OPERAZIONI DI SCAVO – INTERVENTI DI DRENAGGIO - PRESCRIZIONI

La realizzazione delle opere di progetto prevede l'esecuzione di operazioni di scavo, con altezza massima pari a circa 4,0 m, da eseguirsi parzialmente in fregio ai margini di proprietà anche se ad una certa distanza dagli edifici e dalla sede stradale.

Al fine di garantire l'esecuzione degli interventi di scavo nel rispetto delle condizioni di stabilità dei fronti, si dovrà operare con cautela mantenendo altezze ed inclinazioni rapportabili con le caratteristiche geotecniche dei terreni esistenti. In funzione della stratigrafia ricostruita, per il sito in esame potrebbero essere considerate sufficienti le garanzie di tenuta dello scavo a breve termine, mantenendo inclinazioni del fronte non superiori a circa 40°-50°. Lo strato superficiale costituito da terreno rimaneggiato dovrà in ogni caso assumere un'inclinazione inferiore, rapportabile con le sue scarse caratteristiche geotecniche, poiché in condizioni sub-verticali si potranno verificare fenomeni di scivolamento e/o crollo.

**Gli interventi di sbancamento dovranno essere sempre eseguiti a distanza di sicurezza dalla viabilità e dai manufatti esistenti. L'eventuale esecuzione delle operazioni di scavo secondo inclinazioni superiori a quelle indicate o in fregio alla viabilità ed ai manufatti dovrà avvenire mediante predisposizione di opere di contenimento preventivo (berlinesi di micropali, ecc.).**

**In alternativa si potrà considerare, la possibilità di procedere utilizzando modalità esecutive che prevedano più fasi di scavo, secondo quanto di seguito descritto:**

- La realizzazione delle operazioni di scavo dovrà prevedere campioni di 4-5 m di lunghezza, eventualmente secondo più gradoni di altezza limitata.
- La posa delle armature dovrà essere tempestiva. Quindi si dovrà procedere celermente con il getto (controterra) delle opere di murazione e di sottomurazione. Si rende necessario evitare l'abbandono dei fronti di scavo aperti per tempi prolungati.

Le modalità sopraindicate permettono di sfruttare l'effetto arco posseduto dal terreno e la stabilità a breve termine dei fronti di scavo. In questo caso, nella scelta delle modalità esecutive, bisognerà tener conto che la realizzazione degli scavi senza l'utilizzo di opere di sostegno preventive comporterà un'organizzazione del cantiere strutturata sulla necessità di esecuzione di scavi di entità ridotta, cui dovrà essere alternata la posa in opera dei muri di sostegno.

**Si ritiene indispensabile procedere in fase esecutiva ad un attento controllo iniziale dei fronti di scavo per ciascun campione.** La verifica puntuale della natura litologica dei terreni potrà comportare la sospensione delle operazioni di scavo a campione, il reinterro dello scavo e l'eventuale necessità di procedere comunque alla realizzazione di opere di consolidamento dei fronti (berlinese di micropali).

Infine, in relazione all'assetto idrogeologico ricostruito si potranno avere interferenze tra le operazioni di scavo e fenomeni di filtrazione idrica, correlabili a falde superficiali. L'esecuzione degli scavi in condizioni di sicurezza e la posa delle strutture di fondazione, in presenza d'acqua, dovrà quindi avvenire mediante specifiche tecniche realizzative. Si renderà eventualmente necessaria la realizzazione di opportuni sistemi di drenaggio lungo il perimetro ed al fondo degli scavi, con



l'eventuale utilizzo di pompe sommerse e/o la predisposizione di sistemi di abbattimento della falda, tipo *well-point*). Infatti l'escavazione di terreni sciolti in falda comporta possibili fenomeni di rifluimento e crollo delle pareti di scavo, anche alle inclinazioni previste, nonché lo scadimento delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.

Per tutti gli sbancamenti si raccomanda, infine, di non abbandonare i fronti di scavo aperti per periodi di tempo prolungati. A seguito di piogge intense tali fronti possono essere soggetti a fenomeni di dilavamento con conseguenti crolli delle pareti di scavo. In caso di pioggia i fronti di scavo dovranno essere protetti dal dilavamento superficiale mediante teloni impermeabili.

**Il piano seminterrato**, successivamente alla fase realizzativa, potrà **interferire con fenomeni di umidità e filtrazione idrica**; si dovrà quindi prevedere la **messa in opera di adeguati interventi di impermeabilizzazione del piano di calpestio dell'interrato e dei muri laterali, associati ad un idoneo sistema di drenaggio**. Si potrà prevedere la realizzazione di uno o più pozzetti di raccolta delle acque di drenaggio, muniti di pompa ad innesco automatico per l'abbattimento del livello di falda in concomitanza di periodi di piovosità intensa e/o prolungata e quindi di minima soggiacenza.

La realizzazione di un sistema di drenaggio permetterà inoltre di evitare che, in concomitanza di periodi di intensa e prolungata piovosità, si possano avere fenomeni di affioramento della falda e/o di locali venute d'acqua, presso il piazzale di progetto antistante gli edifici, previsto ad una quota ribassata di circa 3 m rispetto al p.c. attuale.

## **12. COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO DI PROGETTO CON L'ASSETTO IDROGEOLOGICO E MORFOLOGICO DEI LUOGHI**

L'area di interesse, nella Carta della Fattibilità Geologica relativa allo *Studio della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano del Governo del Territorio (PGT) per il Comune di Cazzago San Martino eseguito da IDROGEA Servizi s.r.l. di Varese*), ricade in un ambito di Classe 2 con modeste limitazioni. In particolar modo il sito risulta inserito in **Classe 2C**, denominata "*Zona delle colline moreniche a bassa acclività*", con *valenza a carattere paesaggistico per la conservazione delle forme e dei rapporti morfologici dei ripetuti episodi glaciali che hanno edificato l'anfiteatro della Franciacorta. Mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni per i primi 2 m*".

Sono state prese in esame le condizioni geomorfologiche ed idrogeologiche dell'area di intervento e di quelle ad essa limitrofe. Sono state identificate le unità geotecniche idonee alla posa delle strutture di fondazione.

L'area di interesse è contraddistinta generalmente da buone condizioni di stabilità con sostanziale mancanza di fenomeni geomorfici in atto e di problematiche idrauliche.

E' stata eseguita una valutazione del rischio sismico correlato alle particolari condizioni geologiche e geomorfologiche dell'ambito in cui è inserita l'area di progetto; è stata valutata l'amplificazione sismica locale secondo la metodologia e le procedure indicate nell'All. 5 della D.G.R. n° 8/7374 del 2008. L'analisi eseguita costituisce la verifica "sito-specifica" di quanto già elaborato nello Studio Geologico di supporto al Piano di Governo del Territorio (Dott. Geol. A.Uggeri e Dott. Geol. P. Davide Fantoni, Luglio 2006), anche tenendo conto delle modifiche normative intercorse

(D.G.R. n° 8/7374 del 2008), che introducono alcune varianti nel procedimento di valutazione del Rischio Sismico.

L'Analisi del Rischio sismico ha permesso di verificare che l'ambito entro cui ricade il sito di progetto è interessato da fattori predisponenti a potenziali fenomeni di amplificazione sismica correlati ad effetti litologici (Scenario di Pericolosità sismica Z4c) e risulta lambito, a Nord, da una scarpata morfologica possibile fattore di amplificazione morfologica (Scenario di Pericolosità Sismica Z3a); si ritiene altresì che la natura litologica e l'assetto idrogeologico siano tali da non generare potenziali fenomeni di liquefazione.

Le analisi di 2° livello eseguite hanno permesso di verificare per quanto concerne i potenziali fenomeni di amplificazione litologica (PSL Z4c) che i parametri sismici della normativa più recente (D.M.14/01/08) relativi alla categoria di sottosuolo B (definita per le aree d'interesse) risultino sufficientemente cautelativi rispetto ai fenomeni di amplificazione sismica litologica per edifici con periodo compreso tra 0.5 s e 1.5 s.; al contrario per edifici con periodo compreso tra 0.1 s e 0.5 s sarà necessario assumere in progetto la categoria di sottosuolo C.

Per quanto concerne l'amplificazione morfologica (PSL Z3a) le analisi di 2° livello eseguite hanno evidenziato che la normativa vigente risulti sufficientemente cautelativa rispetto ai fenomeni di potenziale amplificazione topografica; inoltre l'area d'influenza dell'amplificazione topografica, correlata alla scarpata, non interessa l'area di progetto.

Alla luce di quanto esposto l'intervento di progetto, realizzato secondo le prescrizioni indicate, risulta compatibile con l'assetto idrogeologico della zona e con la vulnerabilità delle risorse idriche sotterranee, non appare in grado di provocare alcuna variazione alle condizioni di stabilità dei luoghi oggetto di intervento e delle aree al contorno né variazioni al reticolo idrografico; risulta quindi congruente con le normative di fattibilità vigenti.

### **13. CONCLUSIONI**

E' stato eseguito uno studio geologico-geotecnico nell'ambito del progetto di realizzazione di una nuova scuola materna in Via Cardinale Giulio Bevilacqua a Cazzago San Martino.

Sono state esaminate le caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche del sito di progetto che risulta stabile e non interessato da alcun fenomeno geomorfico in atto.

Il modello geotecnico ricostruito prevede al di sotto di un livello superficiale di un'alimentata coltre rimaneggiata, scarsamente addensati, la presenza di una successione di depositi glaciali prevalentemente limoso-sabbioso-ghiaiosi o più francamente ghiaioso-sabbiosi con ciottoli e rari trovanti, dapprima, fino a circa -3 m, prevalentemente mediamente addensati (unità G1) e quindi da addensati (unità G2) a molto addensati (unità G3).

La quota di posa delle strutture di fondazione in relazione all'andamento topografico ed alle caratteristiche progettuali, risulta variabile da circa -2.50 m (lato N dell'ala secondaria) a circa -3.50 m dal p.c. attuale (corpo principale lato S dell'ala secondaria) e comporta il raggiungimento di depositi glaciali prevalentemente limoso-sabbioso-ghiaiosi debolmente argillosi, con rari ciottoli, addensati e da molto umidi a bagnati (Unità geotecnica G2). L'unità è altresì caratterizzata dalla presenza di frequenti intercalazione di livelli, di spessore per lo più inferiore ad 1 m, più francamente ghiaioso-sabbiosi, debolmente limosi con ciottoli, addensati e bagnati.

L'indagine sismica, eseguita mediante uno stendimento di sismica multicanale ed elaborazione dei dati con metodologia MASW, ha completato i dati acquisiti, confermando il modello geotecnico ed evidenziando a circa -27 m dal p.c. la possibile presenza del substrato morenico sovraconsolidato (Vs dell'ordine di 700-800 m/sec).

Dai dati acquisiti è stata inoltre evidenziata la presenza di falde superficiali sospese, circolanti entro l'unità geotecnica G2, a profondità variabile rispetto al piano campagna e comunque a partire da circa -2.50/-4.50 m dal p.c. attuale. Il livello piezometrico misurato in alcuni punti d'indagine evidenzia una certa risalienza delle falde, che risultano quindi per lo più confinate, con livello statico posto a circa -1,20/-1,50 m dal p.c.. Si può quindi ipotizzare che a profondità di interesse fondazionale siano riscontrati piuttosto diffusamente fenomeni di filtrazione idrica. Si tratta in ogni caso di falde sospese, di norma discontinue e poco produttive; tuttavia in relazione alle intense e prolungate precipitazioni piovose degli ultimi due anni (2009-2010) si possono ipotizzare allo stato attuale valori di minima soggiacenza ed una buona continuità laterale.

Sono state quindi analizzate diverse geometrie di fondazione allo scopo di ottenere dei valori dei carichi limite nei casi M1 e M2 e delle resistenze  $R_d$ , nonché di ipotizzare l'entità dei cedimenti riferiti ai carichi di esercizio ( $P_{\text{prog-eserc}}$ ), che potranno essere utilizzati nello studio progettuale. A titolo indicativo o nel caso in cui per l'intervento di progetto potesse essere applicata la relativa normativa, è stata eseguita una stima della  $P_{\text{amm}}$  adottando il Metodo delle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. 11/03/88, applicando un fattore di sicurezza  $F=3$  ai valori di  $P_{\text{lim}}$ .

In relazione al modello geotecnico-sismostratigrafico e geomorfologico del sito sono state quindi definite la Categoria di Sottosuolo e la Categoria Topografica, che potranno essere utilizzate per la stima dell'Azione Sismica e più in generale per la progettazione delle opere.

Sono quindi stati indicati gli Spettri di Risposta Elastici ed i Parametri di Pericolosità Sismica definiti dalle più recenti normative per il sito di progetto (risultati del progetto S1 – INGV). Per una più mirata definizione della Risposta Sismica Locale per il sito, tenuto conto della tipologia degli edifici di progetto (paragrafo 2.4.2 NTC-08) e della conseguente strategia di progettazione ordinaria, sono stati definiti i periodi di ritorno  $T_R$ , ed i relativi Spettri di Risposta Elastici e quindi parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ , associati a ciascun Stato Limite. Sono stati infine valutati i valori di amplificazione litologica ( $S_s$ ) e morfologica di sito ( $S_t$ ) per alcuni Stati Limite.

Tali dati potranno essere utilizzati dal Tecnico Progettista delle Strutture per la determinazione dell'Azione Sismica di Progetto e quindi dello Spettro di Progetto Elastico (SLE) o Inelastico (SLU).

Per quanto concerne la pericolosità sismica si ritiene che la natura litologica e l'assetto idrogeologico, in relazione alle caratteristiche progettuali, siano tali da non generare potenziali fenomeni di liquefazione.

E' stata quindi eseguita l'analisi del rischio sismico valutando la risposta sismica locale in relazione alle condizioni geologiche e geomorfologiche riconosciute per il sito d'intervento e che possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base dell'area. L'analisi eseguita costituisce la verifica "sito-specifica" di quanto già elaborato nello *Studio Geologico di supporto al Piano di Governo del Territorio* (Dott. Geol. A. Uggeri e Dott. Geol. P. Davide Fantoni, Luglio 2006), tenendo conto sia della tipologia progettuale (edificio con funzioni pubbliche) sia delle modifiche normative, inerenti la pianificazione territoriale geologica, intercorse (D.G.R. n° 8/7374 del 2008), che introducono alcune varianti nel procedimento di valutazione del Rischio Sismico.

Le analisi di 2° livello eseguite hanno permesso di verificare per quanto concerne i potenziali fenomeni di amplificazione litologica (PSL Z4c) che i parametri sismici della normativa più recente (D.M.14/01/08) relativi alla categoria di sottosuolo B (definita per le aree d'interesse) risultino sufficientemente cautelativi rispetto ai fenomeni di amplificazione sismica litologica per edifici con periodo compreso tra 0.5 s e 1.5 s.; al contrario per edifici con periodo compreso tra 0.1 s e 0.5 s sarà necessario assumere in progetto la categoria di sottosuolo C. Per quanto concerne l'amplificazione morfologica (PSL Z3a) le analisi di 2° livello eseguite hanno evidenziato che la normativa vigente risulti sufficientemente cautelativa rispetto ai fenomeni di potenziale amplificazione topografica; inoltre l'area d'influenza dell'amplificazione topografica, correlata alla scarpata, non interessa l'area di progetto.

Per qualsiasi operazione di scavo e movimento terra, al fine di garantire la sicurezza per gli operatori, si raccomanda di mantenere sempre, anche localmente, altezze ed inclinazioni dei fronti di scavo rapportabili con le caratteristiche geotecniche dei materiali presenti ed in ogni caso nel rispetto dell'edificato e delle infrastrutture esistenti e secondo le modalità indicate nel relativo paragrafo.

L'esecuzione delle operazioni di scavo secondo inclinazioni superiori a quelle previste o in fregio alla viabilità ed agli edifici esistenti dovrà necessariamente prevedere la realizzazione preventiva di

strutture di sostegno, con messa in opera di una berlinese in micropali tirantata o il alternativa l'esecuzione delle scavo con modalità "a campione".

L'esecuzione degli scavi in condizioni di sicurezza e la posa delle strutture di fondazione, in presenza d'acqua, dovrà avvenire mediante specifiche tecniche realizzative. Si renderà eventualmente necessaria la realizzazione di opportuni sistemi di drenaggio lungo il perimetro ed al fondo degli scavi, con l'eventuale utilizzo di pompe sommerse e/o la predisposizione di sistemi di abbattimento della falda, tipo *well-point*). Infatti l'escavazione di terreni sciolti in falda comporta possibili fenomeni di rifluimento e crollo delle pareti di scavo, anche alle inclinazioni previste, nonché lo scadimento delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.

Il piano seminterrato, successivamente alla fase realizzativa, potrà interferire con fenomeni di umidità e filtrazione idrica; si dovrà quindi prevedere la messa in opera di adeguati interventi di impermeabilizzazione del piano di calpestio dell'interrato e dei muri laterali, associati ad un idoneo sistema di drenaggio. Si potrà prevedere la realizzazione di uno o più pozzetti di raccolta delle acque di drenaggio, muniti di pompa ad innesco automatico per l'abbattimento del livello di falda in concomitanza di periodi di piovosità intensa e/o prolungata e quindi di minima soggiacenza.

La realizzazione di un sistema di drenaggio permetterà inoltre di evitare che, in concomitanza di periodi di intensa e prolungata piovosità, si possano avere fenomeni di affioramento della falda e/o di locali venute d'acqua, presso il piazzale di progetto antistante gli edifici, previsto ad una quota ribassata di circa 3 m rispetto al p.c. attuale.

In relazione alle caratteristiche di permeabilità dei terreni stimate per il sito di progetto e delle modalità di circolazione idrica ricostruite, si ritiene che esso non risulti idoneo allo smaltimento delle acque meteoriche per subirrigazione drenata mediante pozzi perdenti superficiali di medio diametro. La dispersione per subirrigazione nei terreni potrà quindi essere eseguita solo mediante trincee drenanti superficiali idoneamente dimensionate, tendo conto di una permeabilità dei terreni che appare medio bassa; in alternativa le acque meteoriche potranno essere recapitate, previa autorizzazione degli enti gestori, alla rete fognaria laddove presente o ad eventuali elementi idrografici idonei allo smaltimento delle acque meteoriche.

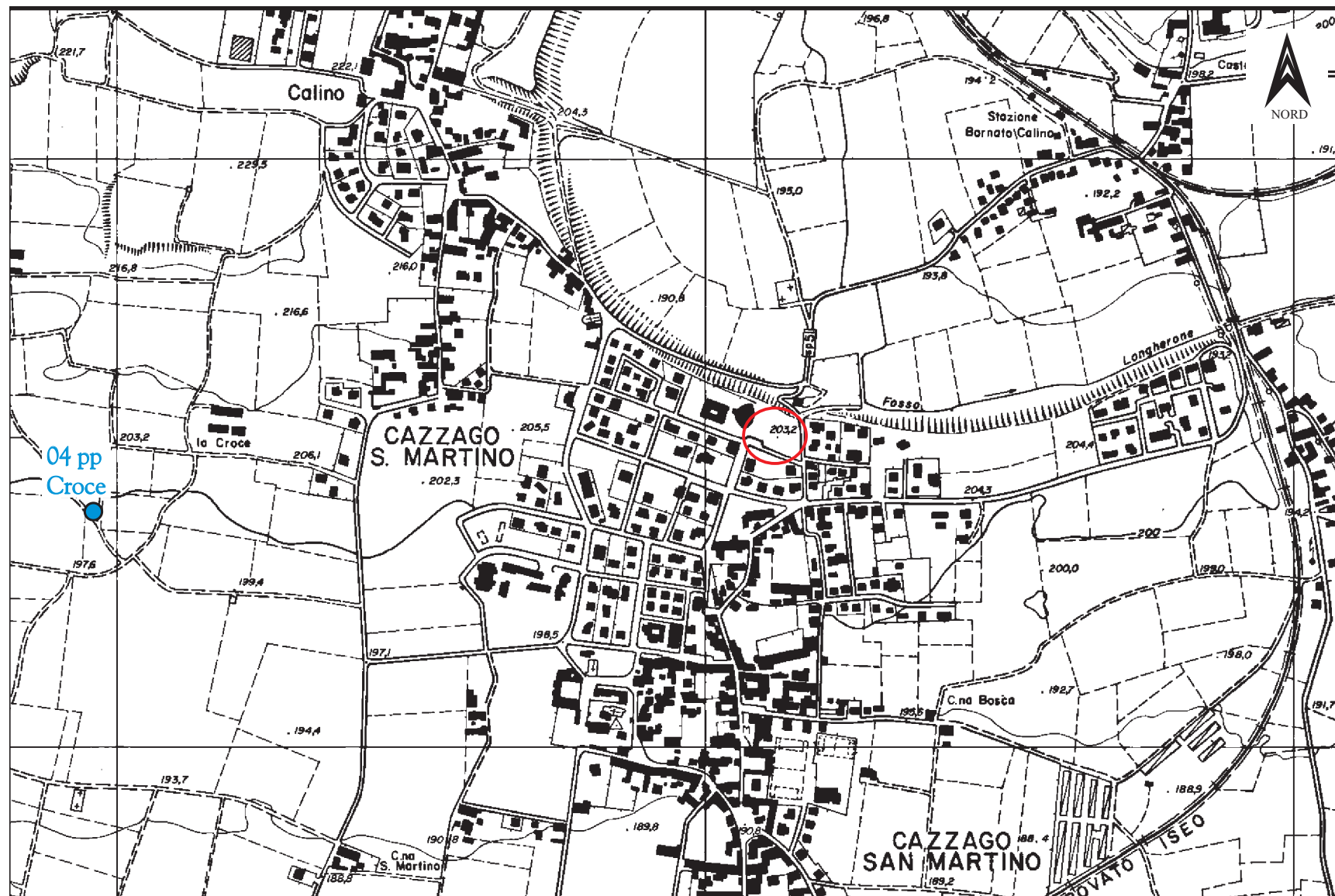
Si sottolinea che poiché la realizzazione dell'intervento di progetto comporterà la predisposizione di un sistema di drenaggio in corrispondenza del fabbricato e probabilmente anche del piazzale (vedi paragrafi specifici), si potrà progettare un unico sistema di smaltimento e raccolta delle acque di drenaggio e meteoriche.

Gli interventi di progetto, se eseguiti secondo quanto prescritto nella presente relazione non appaiono in grado di provocare alcuna variazione alle condizioni di stabilità dei luoghi oggetto di intervento e delle aree al contorno e variazioni al reticolo idrografico.

Essendo l'indagine geognostica eseguita necessariamente per punti, si dovrà in ogni caso verificare, in fase esecutiva, quanto ipotizzato nella presente relazione.

Desenzano del Garda, 18 Febbraio 2011

Dott. Geol. Rosanna Lentini



LEGENDA



Area in esame

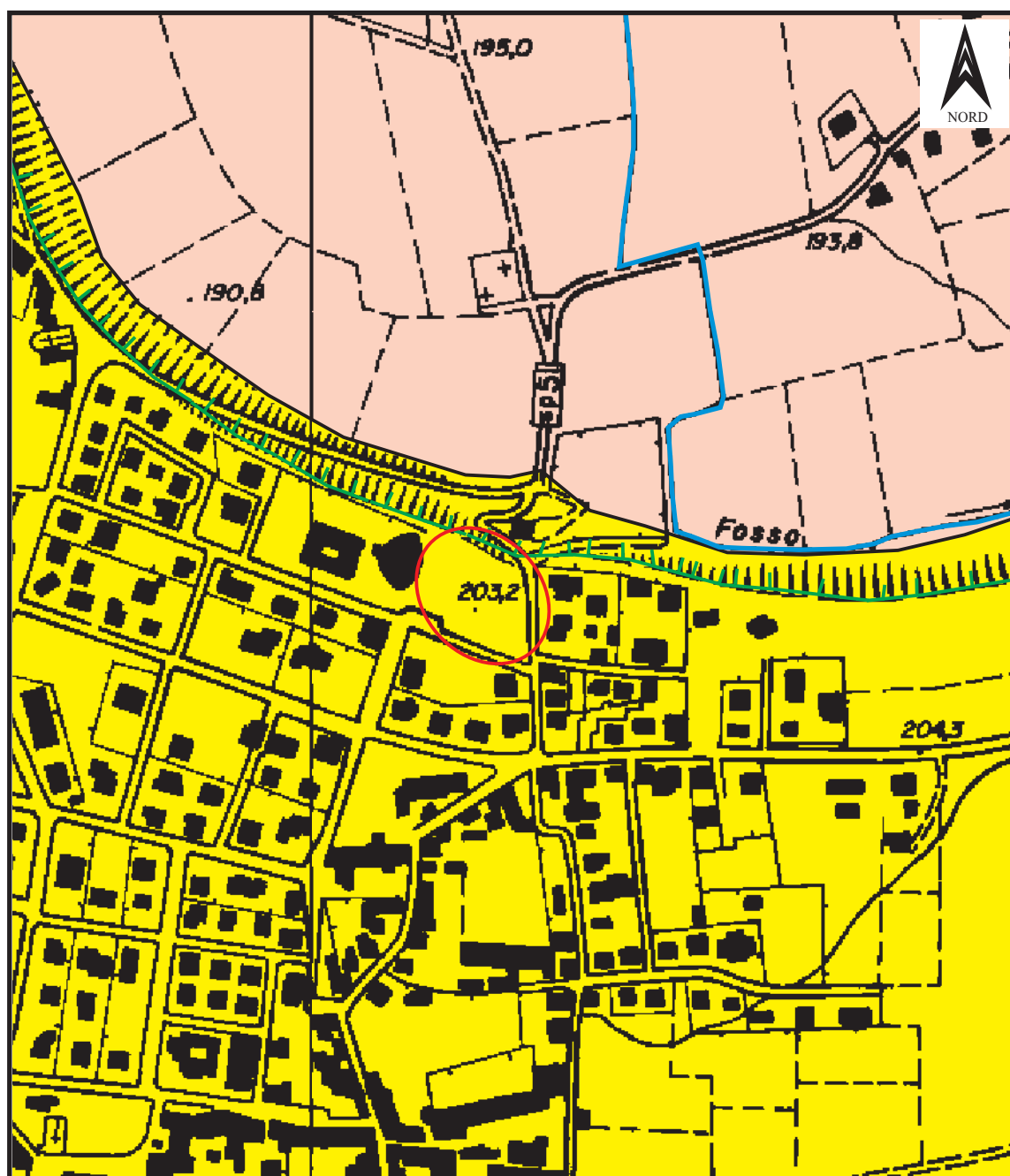
04 pp  
Croce








Pozzo comunale con stratigrafia



**CARTA GEOLOGICA CON ELEMENTI GEOMORFOLOGICI  
E DEL RETICOLO IDRICO**  
Scala 1:5.000



**LEGENDA**

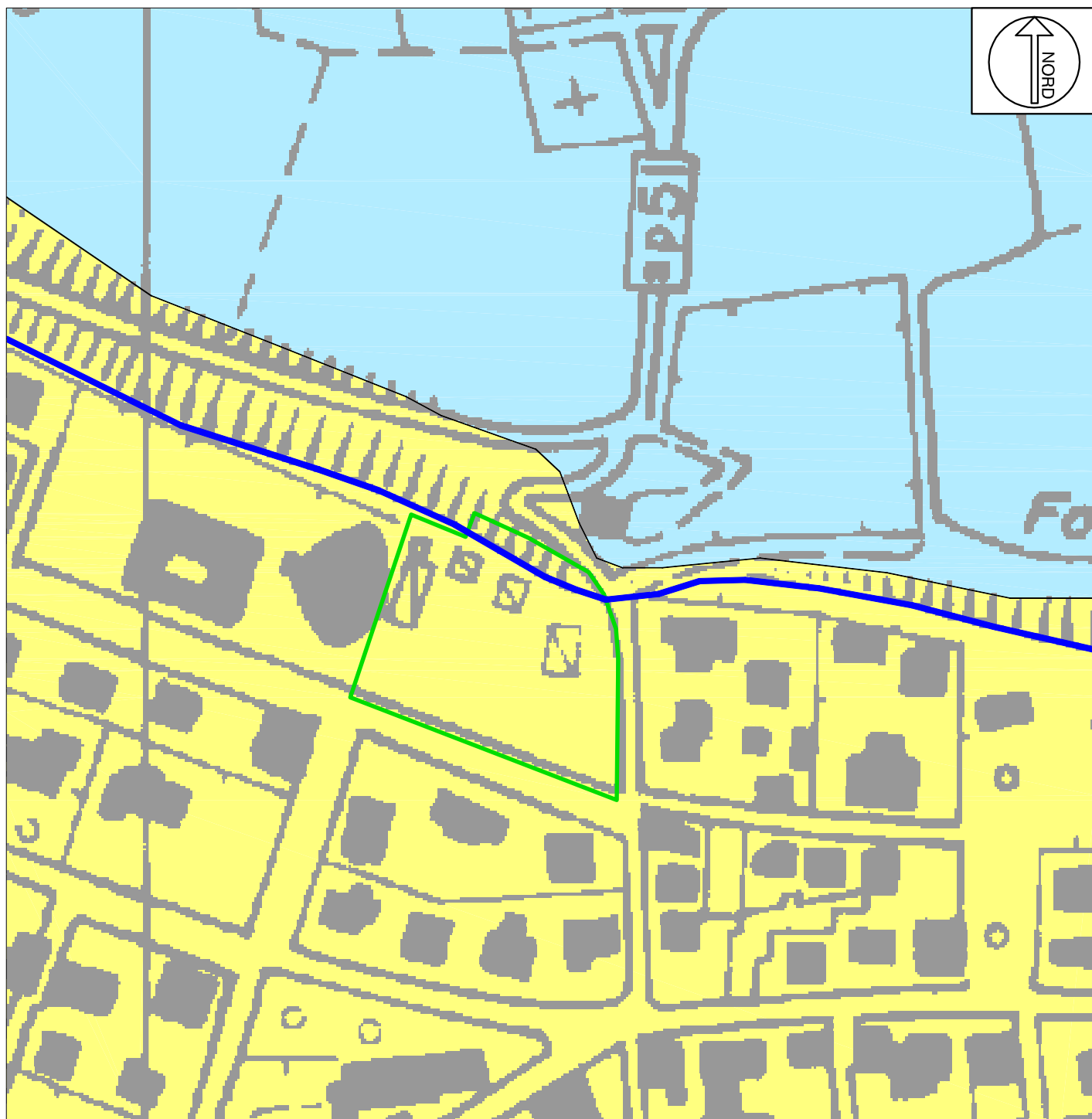
- |   |  |   |                                   |
|---|--|---|-----------------------------------|
|  | Area in esame  |  | Elemento del reticolo idrografico |
|  | Depositi fluvioglaciali:<br>Alloformazione di Iseo (Is)<br>Pleistocene Superiore                   |  | Orlo di terrazzo fluviale         |
|  | Depositi glaciali con copertura loessica:<br>Alloformazione di Fantecolo (Fa)<br>Pleistocene Medio |   |                                   |



## CARTA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

(Modificata da "Carta della Pericolosità sismica locale, Luglio 2006, Uggeri A., Fantoni D.)

Scala 1:2.000



### LEGENDA



Area in esame



- Z3a: Zona di ciglio H > 10 m



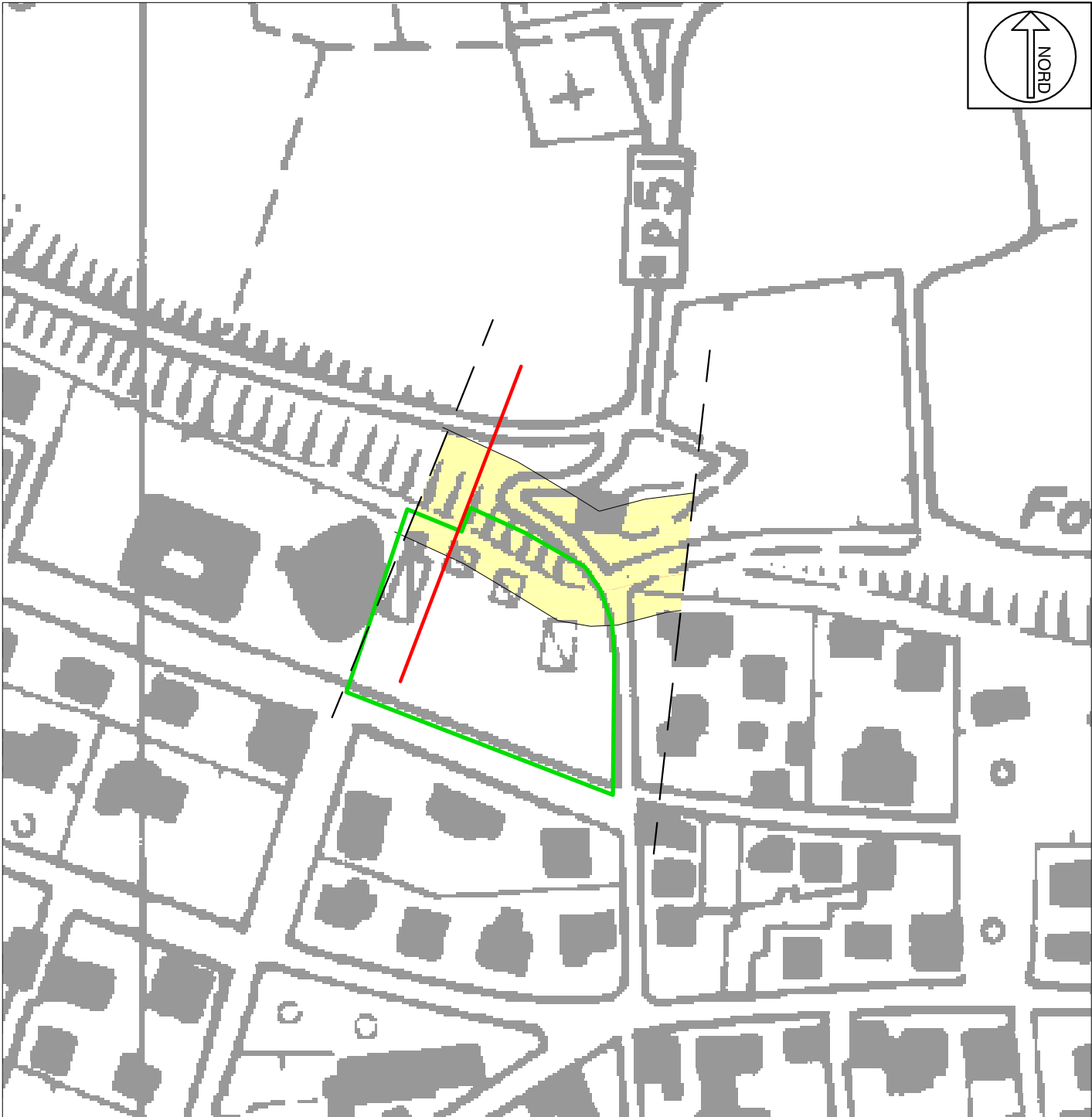
- Z4a: Zona di fondovalle o di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.



-Z4c: Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (comprese le coltri loessiche)

CARTA DI INDIVIDUAZIONE DELLE AREE  
DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Scala 1:2.000



LEGENDA



Area in esame



Sezione di verifica

RISULTATI DELL'ANALISI DI SECONDO LIVELLO: EFFETTI MORFOLOGICI

Scenari di pericolosità sismica locale

- Z3a: Zona di ciglio  $H > 10$  m
- Z3b: Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo:  
appuntite - arrotondate

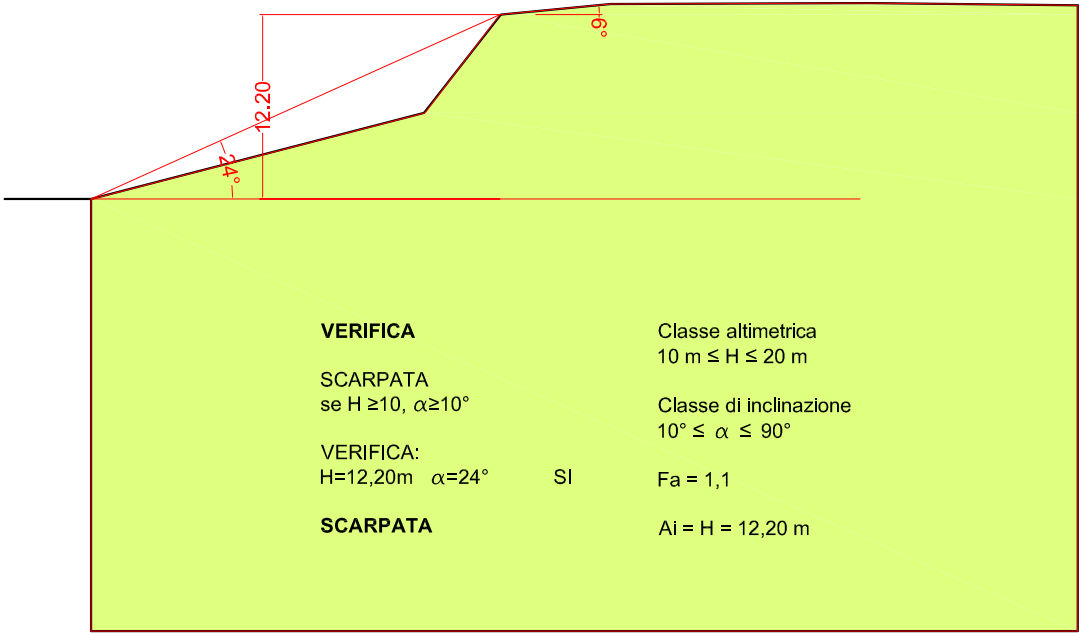
Fattori di amplificazione di sito

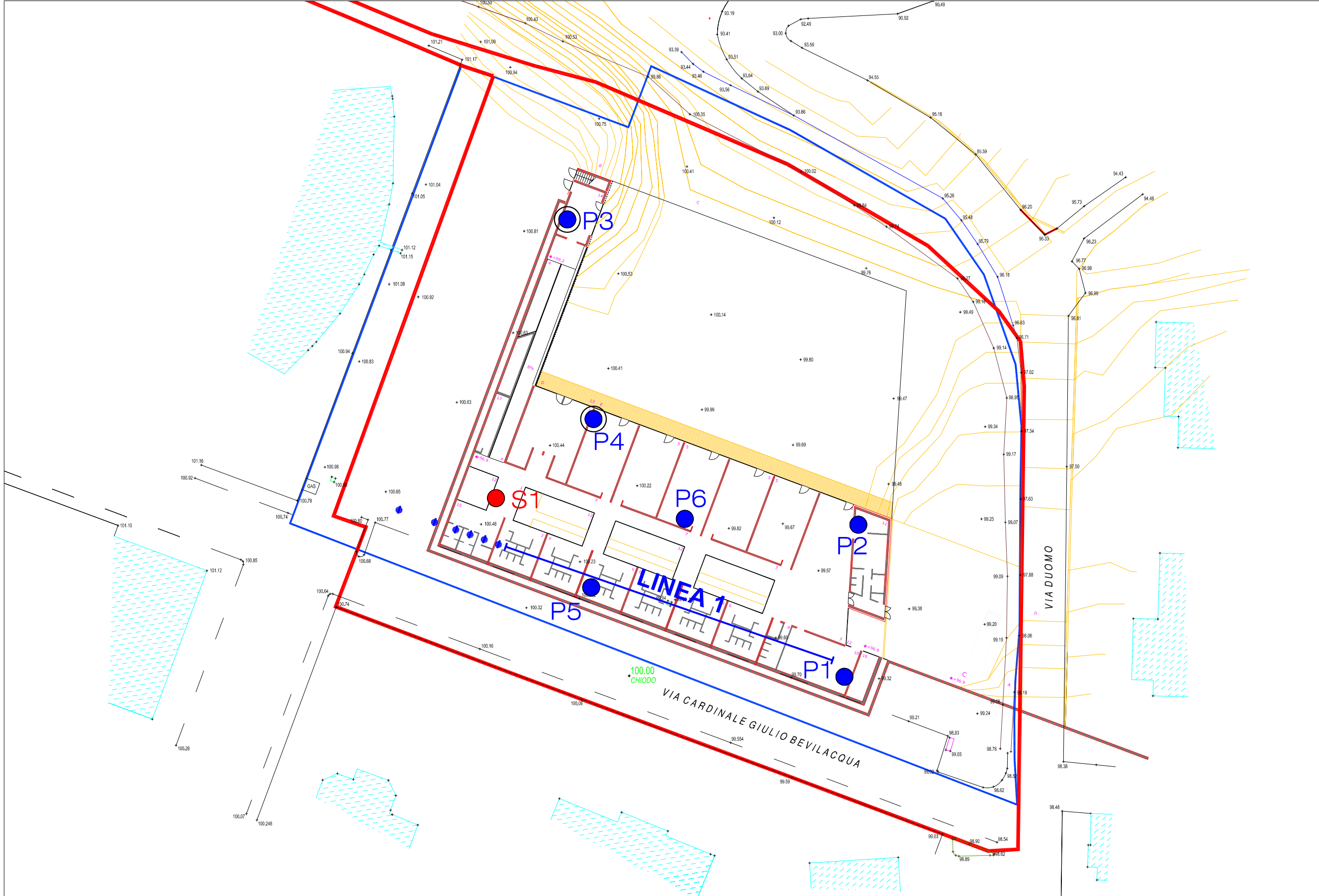
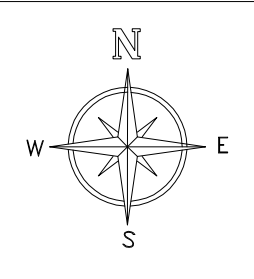


$1,0 < Fa < 1,1$

SEZIONE DI ANALISI DEGLI EFFETTI  
DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Scala 1:500





Legenda



P1

Prova penetrometrica dinamica standard (S.C.P.T.)



P3

Prova penetrometrica dinamica standard (S.C.P.T.)  
con posa in opera di piezometro da 1/2"



S1

Sondaggio a carotaggio continuo  
con posa in opera di piezometro da 2"



LINEA

Ubicazione Linea sismica



+98.62

Quote del Rilievo dello Stato di Fatto



+96.9

Quote di Progetto



**GEORGETESTING srl**  
Indagini geognostiche ed ambientali  
Prospezioni geofisiche

Sede Legale e Operativa:  
Via Michelangelo 40 - 25015 Desenzano del Garda (BS)  
Tel. 030 9914222 - Cel. 3396012311

LOCALITA': Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)

SONDAGGIO

S1

Quota d'Inizio (in metri s.l.m.)

100.4

DATA

25-26/01/2011

Operatore: Cala  
Geologo: Galelli-Lentini

SONDA: BERETTA T51

PAG.

1/2

☐ Campione rimaneggiato prelevato per analisi granulometrica

☐ Campione per analisi chimiche prelevato ai sensi del D.Lgs 152/06

Prova di permeabilità

☐ CARICO VARIABILE

☒ CARICO COSTANTE

☒ Piezometro cieco

☐ Piezometro fessurato

LIVELLI ACQUA

PROFONDITA'

SERA

MATTINO

Rivestimento

Foro

Data

H

Data

H

Manovre	Profondità (m)	Sezione Terreno	DESCRIZIONE LITOLOGICA	Carotiere	Rivestimento	Prove di permeabilità	Vane Test (kg/cmq) max/res	Poket Penetrometer (kg/cmq)	Profondità	SPT	Falda acquifera	Piezometro $\phi = 2"$
	0,20		<b>TERRENO VEGETALE E/O RIMANEggiATO</b> Terreno vegetale.									Chiusura a fungo
	1,20		Argilla con sabbia, ghiaioso-limosa, a tratti debolmente alterata, da debolmente umida a umida, scarsamente addensata, di colore marrone scuro-brunastro.									1,00
	1,35		<b>DEPOSITI GLACIALI</b> Trovante frammentato dalla lavorazione.									
	1,50		Ghiaia e sabbia, debolmente limosa, debolmente umida, mediamente addensata, di colore beige-marrone.						1,50	5 7 7		
			Sabbia e limo con ghiaia, a tratti debolmente alterata, debolmente argillosa, da umida a molto umida, mediamente addensata, di colore marrone-beige.								2,55	
	3,15		Ghiaia eterometrica con sabbia e rari ciottoli, limosa, bagnata, addensata, di colore beige-grigio.						3,00	7 45 35		
	3,70		Limo con sabbia e con ghiaia, con rari ciottoli, debolmente argilloso, da molto umido a bagnato, addensato, di colore beige-marrone.						4,50	10 15 18		
	5,70		Ghiaia eterometrica sabbiosa, debolmente limosa, con rari ciottoli, bagnata, addensata, di colore beige-grigio.						6,00	18 25 24		
	6,15		Limo sabbioso-ghiaioso, con rari ciottoli, da molto umido a bagnato, addensato, di colore beige-marrone.									
	7,15		Ghiaia eterometrica sabbiosa, con ciottoli, debolmente limosa, bagnata, addensata, di colore beige-grigio.									
	7,75		Limo con argilla e ghiaia, debolmente sabbioso, con rari ciottoli, da molto umido a bagnato, addensato, di colore marrone-beige.									
	9,00		Ghiaia eterometrica e sabbia, con limo, ciottoli e rari trovanti, bagnata, molto addensata, di colore beige-grigio.						9,00	22 31 Rif.		



**GEORGETESTING srl**  
Indagini geognostiche ed ambientali  
Prospezioni geofisiche

Sede Legale e Operativa:  
Via Michelangelo 40 - 25015 Desenzano del Garda (BS)  
Tel. 030 9914222 - Cel. 3396012311

LOCALITA': Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)

SONDAGGIO

S1

Quota d'Inizio (in metri s.l.m.)

DATA

25-26/01/2011

Operatore: - Cala  
Geologo: - Galelli

SONDA: BERETTA T51

PAG.

2/2

☐ Campione rimaneggiato prelevato  
per analisi granulometrica

Prova di permeabilità

☐ Piezometro cieco

☐ CARICO VARIABILE

☒ CARICO COSTANTE

☐ Piezometro fessurato

LIVELLI ACQUA

PROFONDITA'

SERA

MATTINO

Rivestimento

Foro

Data

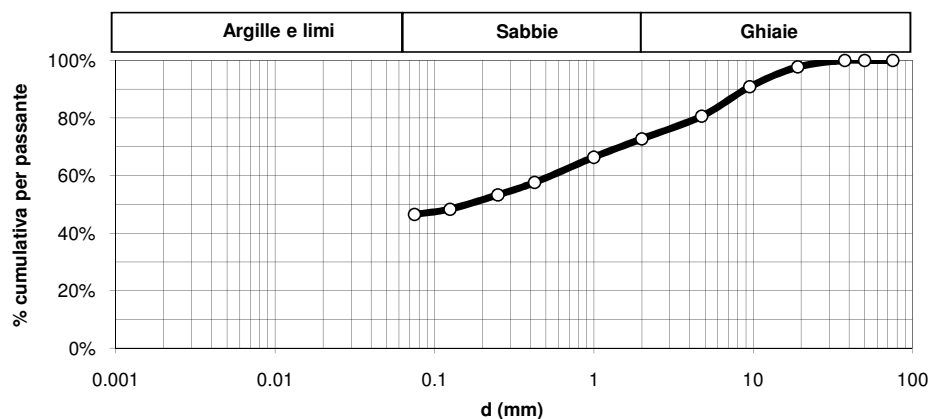
H

Data

H

Manovre	Profondità (m)	Sezione Terreno	Campioni	DESCRIZIONE LITOLOGICA	Carotiere	Rivestimento	Prove di permeabilità	Vane Test (kg/cmq) max/res	Poket Penetrometer (kg/cmq)	Profondità	SPT	Falda acquifera	Piezometro $\phi = 2"$
	11,45			...segue...									
	13,35			Limo con argilla e con ghiaia, debolmente sabbioso, da umido a debolmente umido, da mediamente addensato ad addensato, di colore marrone-beige.	AVANZAMENTO A CAROTTAGGIO CONTINUO $\phi=101$ mm	$\phi=127$ mm				12,00	9 13 14		12,00
	20,00			Ghiala eterometrica e sabbia con limo, ciottoli e rari trovanti, debolmente umida, molto addensata, di colore beige-grigio.  NOTE : La classificazione granulometrica è stata eseguita con riferimento alle Norme A.G.I. del 1977: 1. Il terreno viene denominato gerarchicamente con il nome della frazione percentualmente maggiore. 2. Successivamente, la frazione gerarchicamente inferiore viene introdotta con il termine "con" se la percentuale è compresa fra il 50% e il 25%, oppure con il suffisso "oso" se la percentuale è compresa tra il 25% e il 10% e preceduta dal termine "debolmente" se la percentuale è compresa fra il 10% e il 5%.						15,00	39 Rif.		

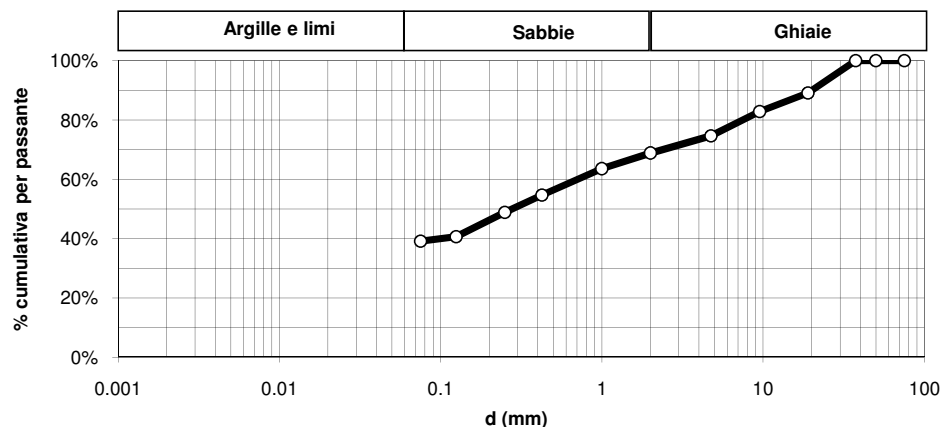
Data Prelievo campioni:	25/01/2011
Committente:	Comune di Cazzago S/M (BS)
Località:	Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)
Sondaggio:	<b>S1</b>
Campione:	<b>C1</b> Prelevato a m -0,20 / - 0,50 dal p.c.
<b>ANALISI GRANULOMETRICA:</b> <b>Setacciatura (ad umido, normativa ASTM D 2217)</b>	



	Φ maglie (mm)	% cumul. per passante	% ponderale delle principali classi granulometriche	
Setaccio ASTM 3"	75	100.00%		
Setaccio ASTM 2"	50	100.00%		
Setaccio ASTM 1,5"	37.5	100.00%		
Setaccio ASTM 3/4"	19	97.73%		
Setaccio ASTM 3/8"	9.5	90.81%		
Setaccio ASTM n.4	4.75	80.59%	Ghiaie:	19.41 %
Setaccio ASTM n.10	2	72.76%		
Setaccio ASTM n.18	1	66.33%		
Setaccio ASTM n.40	0.425	57.56%		
Setaccio ASTM n.60	0.25	53.22%		
Setacci ASTM n. 120	0.125	48.29%		
Setaccio ASTM n.200	0.075	46.43%	Sabbie:	34.16 %
			Limi e Argille:	46.43 %
Nome convenzionale in base alle norme ASTM D2487:			Sistema unificato di Classificazione USCS:	
Sabbia con ghiaia argilloso-limosa			SM-ML	
Nome convenzionale in base alle norme AGI 1977				
Argilla con sabbia, ghiaioso-limosa				



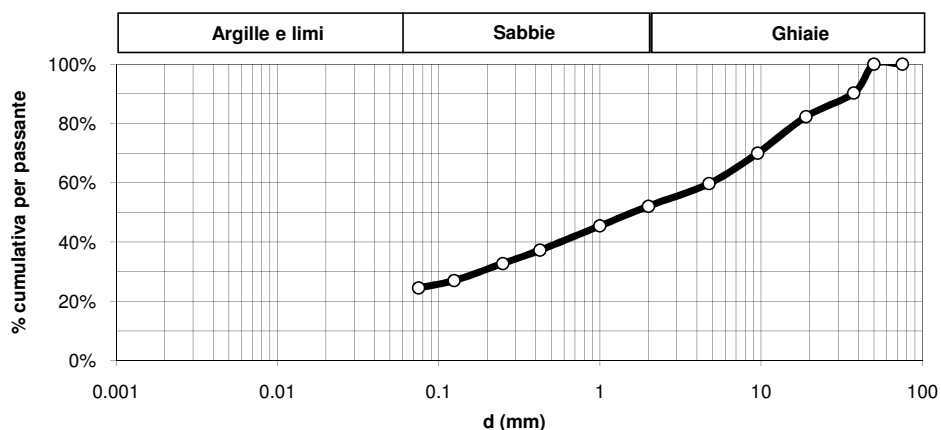
Data Prelievo campioni:	25/01/2011
Committente:	Comune di Cazzago S/M (BS)
Località:	Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)
Sondaggio	S1
S1	C2
Prelevato a m -2,00 / - 2,50 dal p.c.	
<b>ANALISI GRANULOMETRICA:</b> <b>Setacciatura (ad umido, normativa ASTM D 2217)</b>	



	Φ maglie (mm)	% cumul. per passante	% ponderale delle principali classi granulometriche
Setaccio ASTM 3"	75	100.00%	Ghiaie: 25.35 %
Setaccio ASTM 2"	50	100.00%	
Setaccio ASTM 1,5"	37.5	100.00%	
Setaccio ASTM 3/4"	19	89.08%	
Setaccio ASTM 3/8"	9.5	82.88%	
Setaccio ASTM n.4	4.75	74.65%	Sabbie: 35.48 %
Setaccio ASTM n.10	2	68.88%	
Setaccio ASTM n.18	1	63.59%	
Setaccio ASTM n.40	0.425	54.71%	
Setaccio ASTM n.60	0.25	48.85%	
Setacci ASTM n. 120	0.125	40.65%	Limi e Argille: 39.17 %
Setaccio ASTM n.200	0.075	39.17%	
Nome convenzionale in base alle norme ASTM D2487:			Sistema unificato di Classificazione USCS:
<b>Sabbia con ghiaia limoso-argillosa</b>			<b>SM</b>
Nome convenzionale in base alle norme AGI 1977			
<b>Sabbia e limo, con ghiaia, debolmente argillosa</b>			

Data Prelievo campioni:	25/01/2011
Committente:	Comune di Cazzago S/M (BS)
Località:	Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)
Sondaggio	<b>S1</b>
Campione	<b>C3</b> Prelevato a m -3,15 / - 3,70 dal p.c.

**ANALISI GRANULOMETRICA:**  
**Setacciatura (ad umido, normativa ASTM D 2217)**

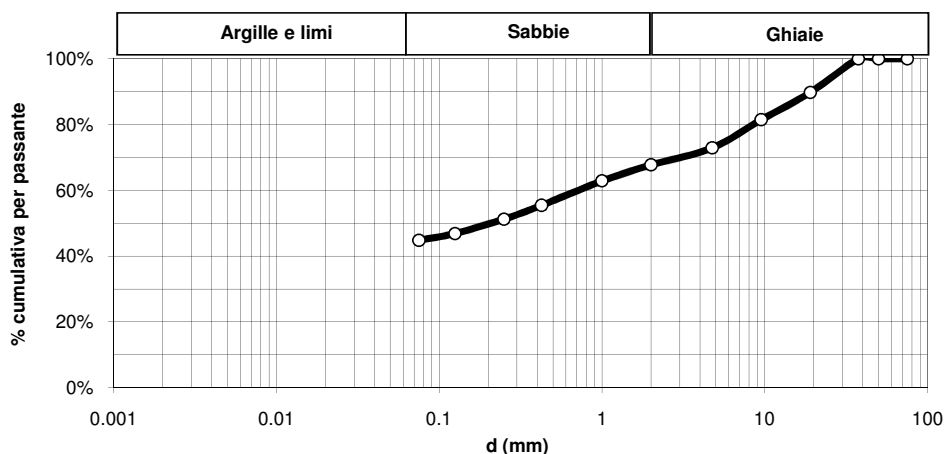


	Φ maglie (mm)	% cumul. per passante	% ponderale delle principali classi granulometriche	
Setaccio ASTM 3"	75	100.00%	Ghiaie:	40.26 %
Setaccio ASTM 2"	50	100.00%		
Setaccio ASTM 1,5"	37.5	90.27%		
Setaccio ASTM 3/4"	19	82.35%		
Setaccio ASTM 3/8"	9.5	69.98%		
Setaccio ASTM n.4	4.75	59.74%	Sabbie:	35.23 %
Setaccio ASTM n.10	2	52.12%		
Setaccio ASTM n.18	1	45.45%		
Setaccio ASTM n.40	0.425	37.25%		
Setaccio ASTM n.60	0.25	32.77%		
Setacci ASTM n. 120	0.125	27.02%	Limi e Argille:	24.51 %
Setaccio ASTM n.200	0.075	24.51%		
Nome convenzionale in base alle norme ASTM D2487:			Sistema unificato di Classificazione USCS:	
Ghiaia con sabbia limosa			SM-GM	
Nome convenzionale in base alle norme AGI 1977				
Ghiaia con sabbia, limosa				



**GEORGETESTING srl**  
Indagini geognostiche  
ed ambientali  
Prospezioni geofisiche

Desenzano del Garda,	25/01/2011
Committente:	Comune di Cazzago S/M (BS)
Località:	Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)
Sondaggio	<b>S1</b>
Campione	<b>C4</b> <span style="float: right;">Prelevato a m -3,70 / - 4,20 dal p.c.</span>
<b>ANALISI GRANULOMETRICA:</b> <b>Setacciatura (ad umido, normativa ASTM D 2217)</b>	



	Φ maglie (mm)	% cumul. per passante	% ponderale delle principali classi granulometriche	
Setaccio ASTM 3"	75	100.00%		
Setaccio ASTM 2"	50	100.00%		
Setaccio ASTM 1,5"	37.5	100.00%		
Setaccio ASTM 3/4"	19	89.76%		
Setaccio ASTM 3/8"	9.5	81.46%		
Setaccio ASTM n.4	4.75	72.90%	Ghiaie:	27.10 %
Setaccio ASTM n.10	2	67.72%		
Setaccio ASTM n.18	1	62.87%		
Setaccio ASTM n.40	0.425	55.45%		
Setaccio ASTM n.60	0.25	51.25%		
Setacci ASTM n. 120	0.125	46.87%		
Setaccio ASTM n.200	0.075	44.83%	Sabbie:	28.08 %
			Limi e Argille:	44.83 %
Nome convenzionale in base alle norme ASTM D2487:			Sistema unificato di Classificazione USCS:	
Sabbia e ghiaia limoso-argillosa			SM	
Nome convenzionale in base alle norme AGI 1977				
Limo con sabbia e ghiaia, debolmente argilloso				

Dati Fiscali – C.F. e P. I.V.A. 02828070983

Sito Internet: <http://www.georgtesting.com>

Ufficio Tecnico - mail:

[info@georgtesting.com](mailto:info@georgtesting.com)

Amministrazione - mail:

[amministrazione@georgtesting.com](mailto:amministrazione@georgtesting.com)

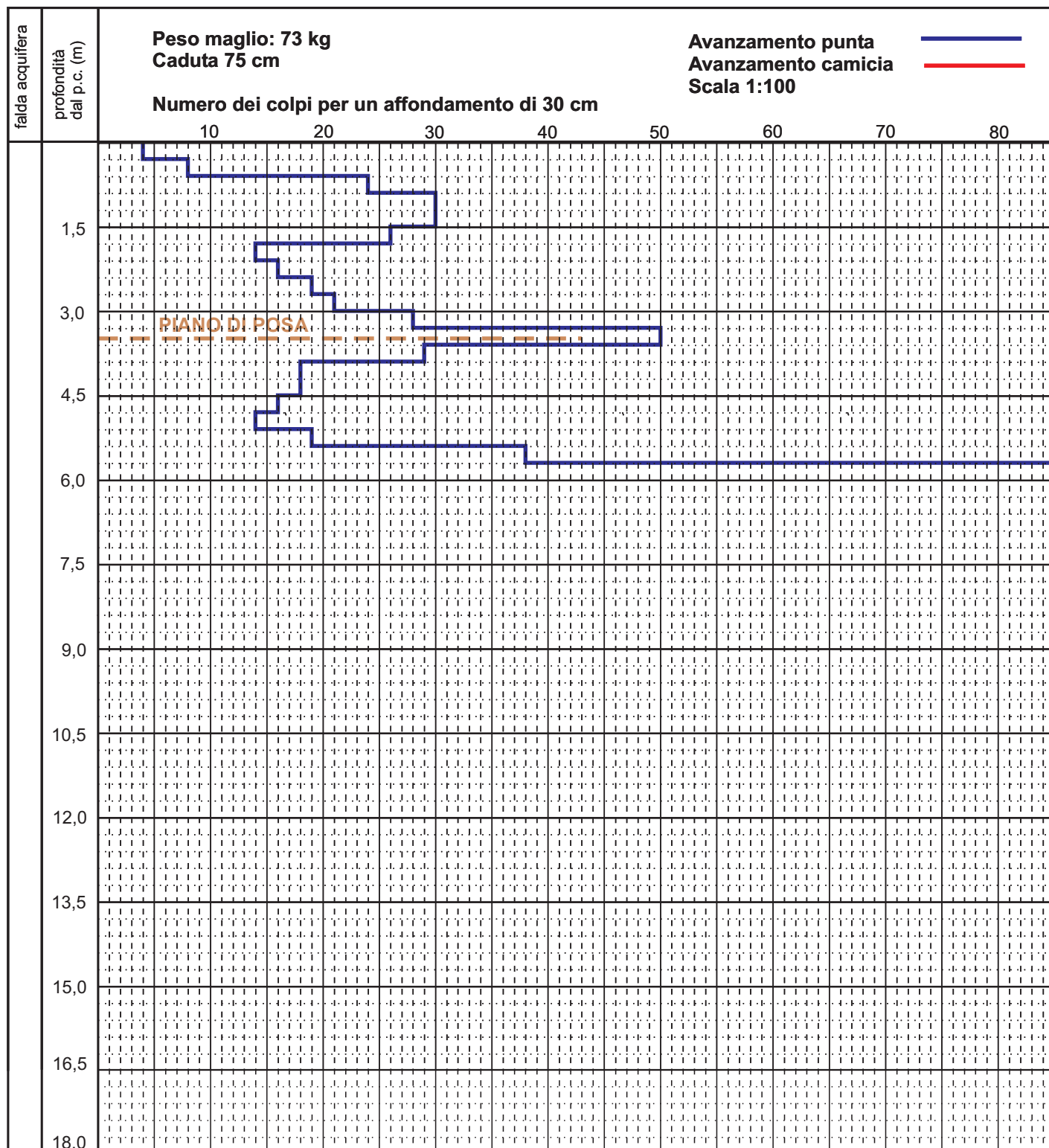
**PROVA PENETROMETRICA N° 1**

**Data: 19/01/2011**

**Località: Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)**

**Committente: Comune di Cazzago San Martino**

**Quota inizio foro: 99.50 m (riferita alle tavole di rilievo progettuale)**



Nota: Aste umide da -4,50 m da p.c.

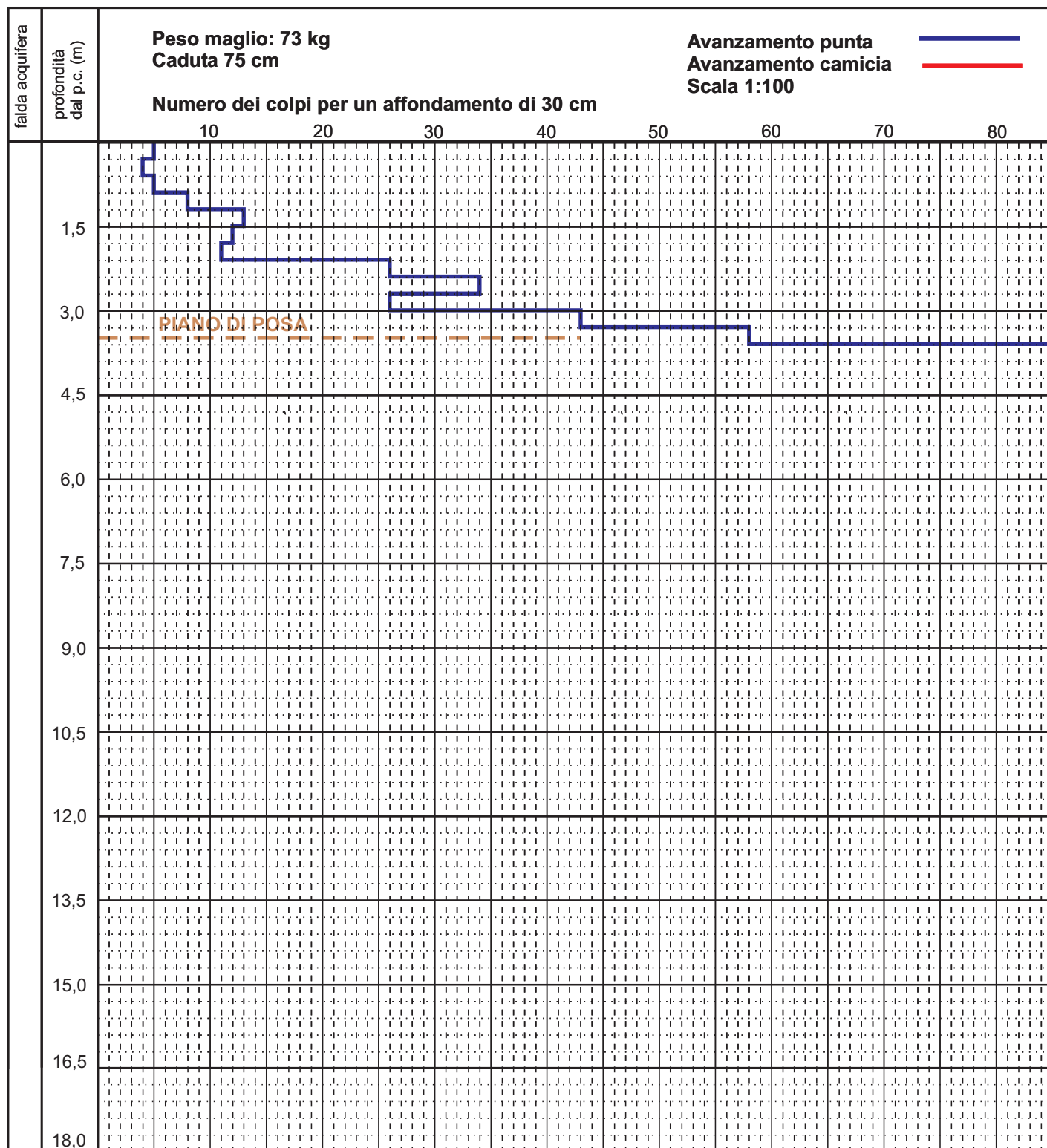
**PROVA PENETROMETRICA N° 2**

**Data: 19/01/2011**

**Località: Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)**

**Committente: Comune di Cazzago San Martino**

**Quota inizio foro: 99.50 m (riferita alle tavole di rilievo progettuale)**



Nota: Aste umide da -3,50 m da p.c.

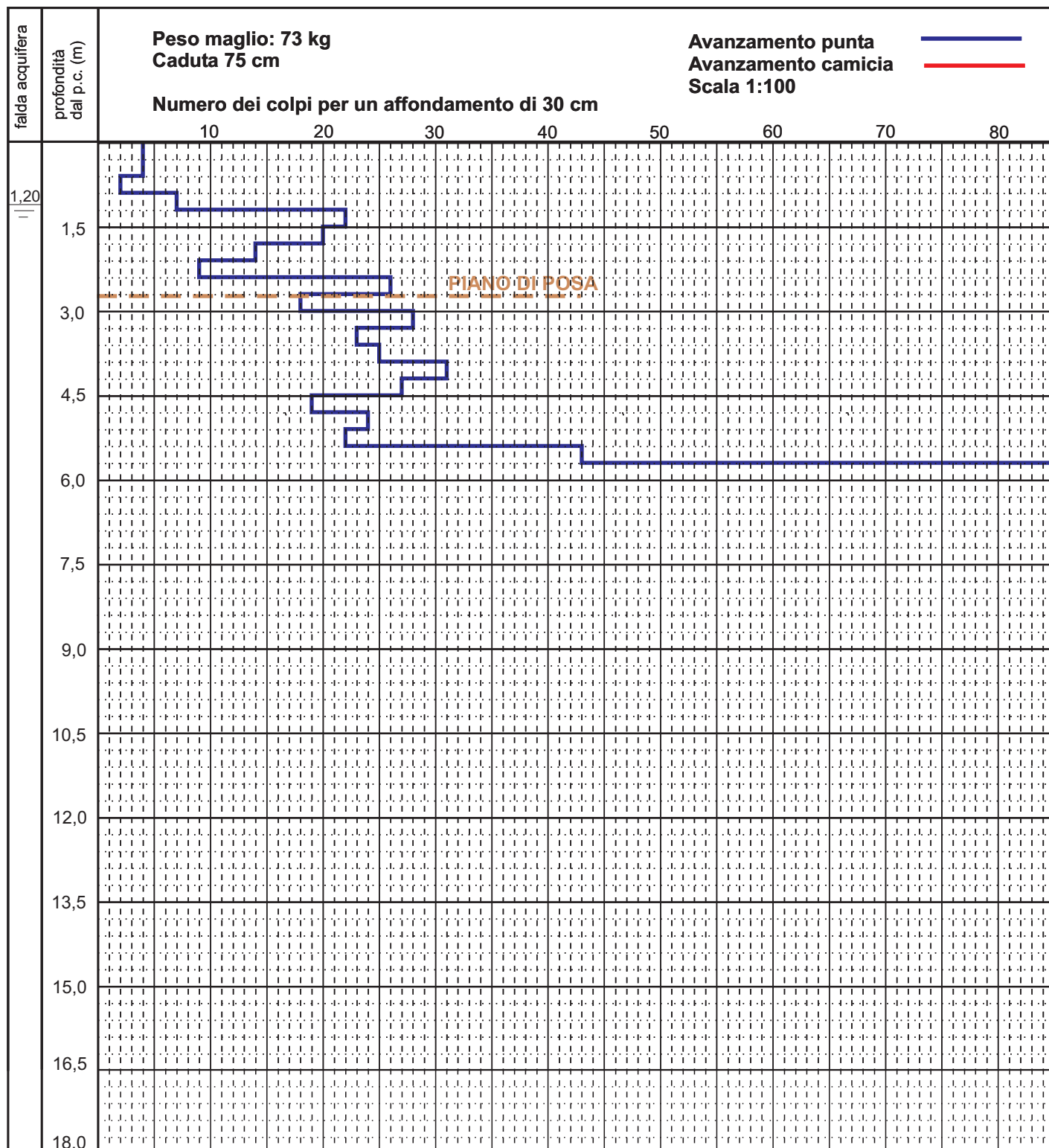
**PROVA PENETROMETRICA N° 3**

**Data: 19/01/2011**

**Località: Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)**

**Committente: Comune di Cazzago San Martino**

**Quota inizio foro: 100.7 m (riferita alle tavole di rilievo progettuale)**



Nota: Posa in opera di piezometro da 1/2". Aste umide da circa -2.50 m. Dal p.c.

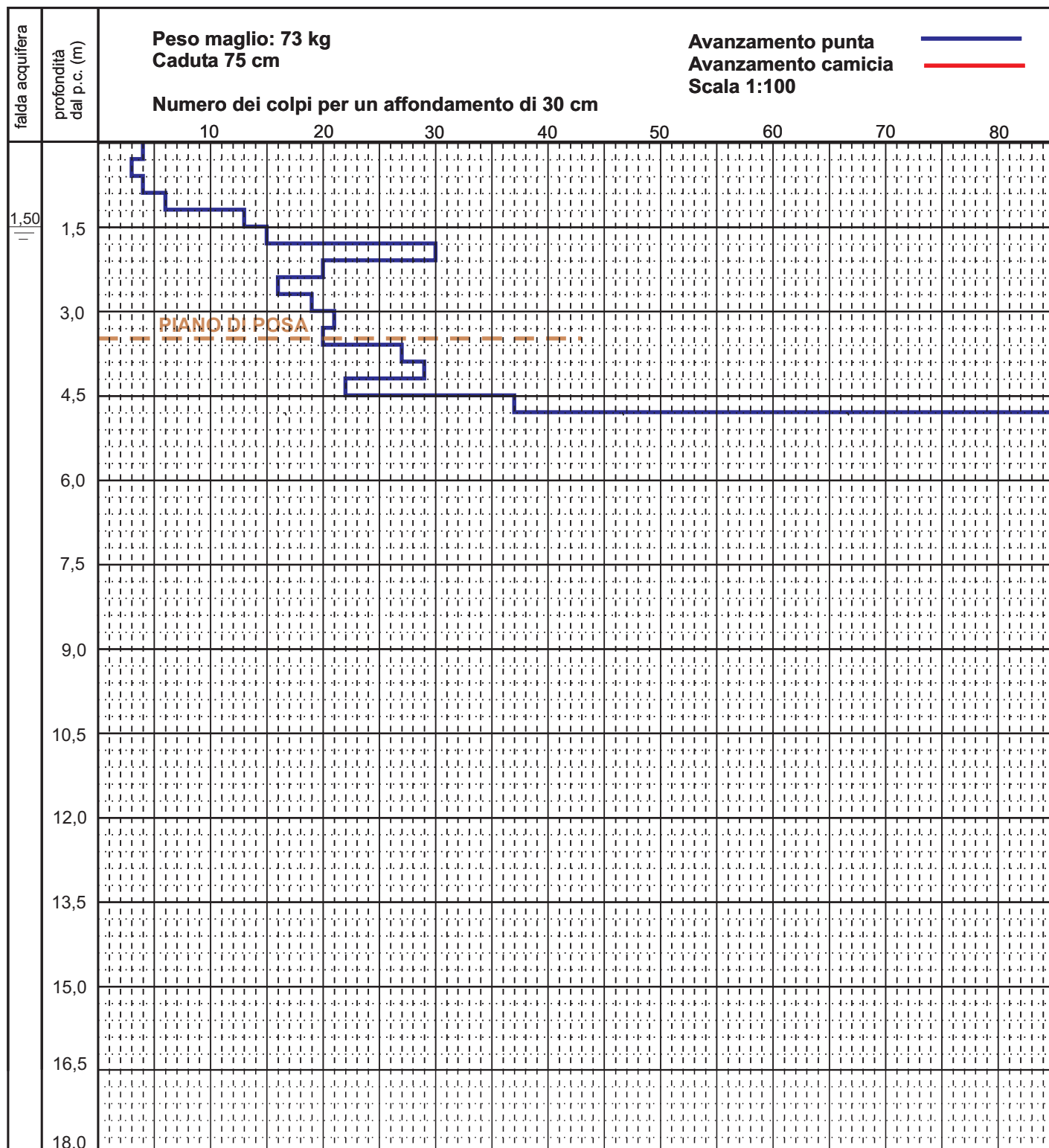
**PROVA PENETROMETRICA N° 4**

**Data: 19/01/2011**

**Località: Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)**

**Committente: Comune di Cazzago San Martino**

**Quota inizio foro: 100.4 m (riferita alle tavole di rilievo progettuale)**



Nota: Posa in opera di piezometro da 1/2". Aste umide da circa -2.50 m. Dal p.c.



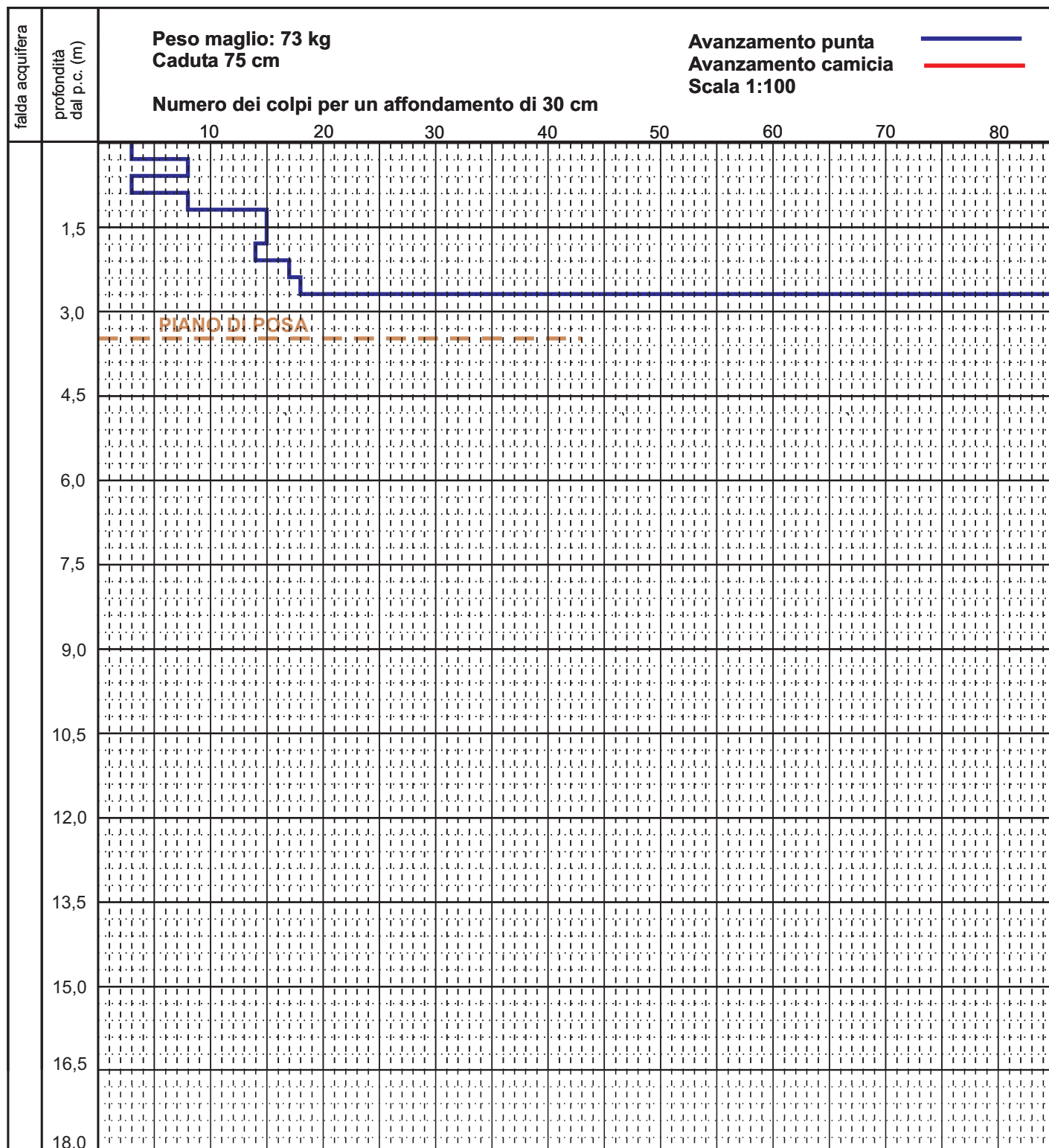
**PROVA PENETROMETRICA N° 5**

**Data: 19/01/2011**

**Località: Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)**

**Committente: Comune di Cazzago San Martino**

**Quota inizio foro: 100.2 m (riferita alle tavole di rilievo progettuale)**



Nota: Aste umide da -2,50 m da p.c.

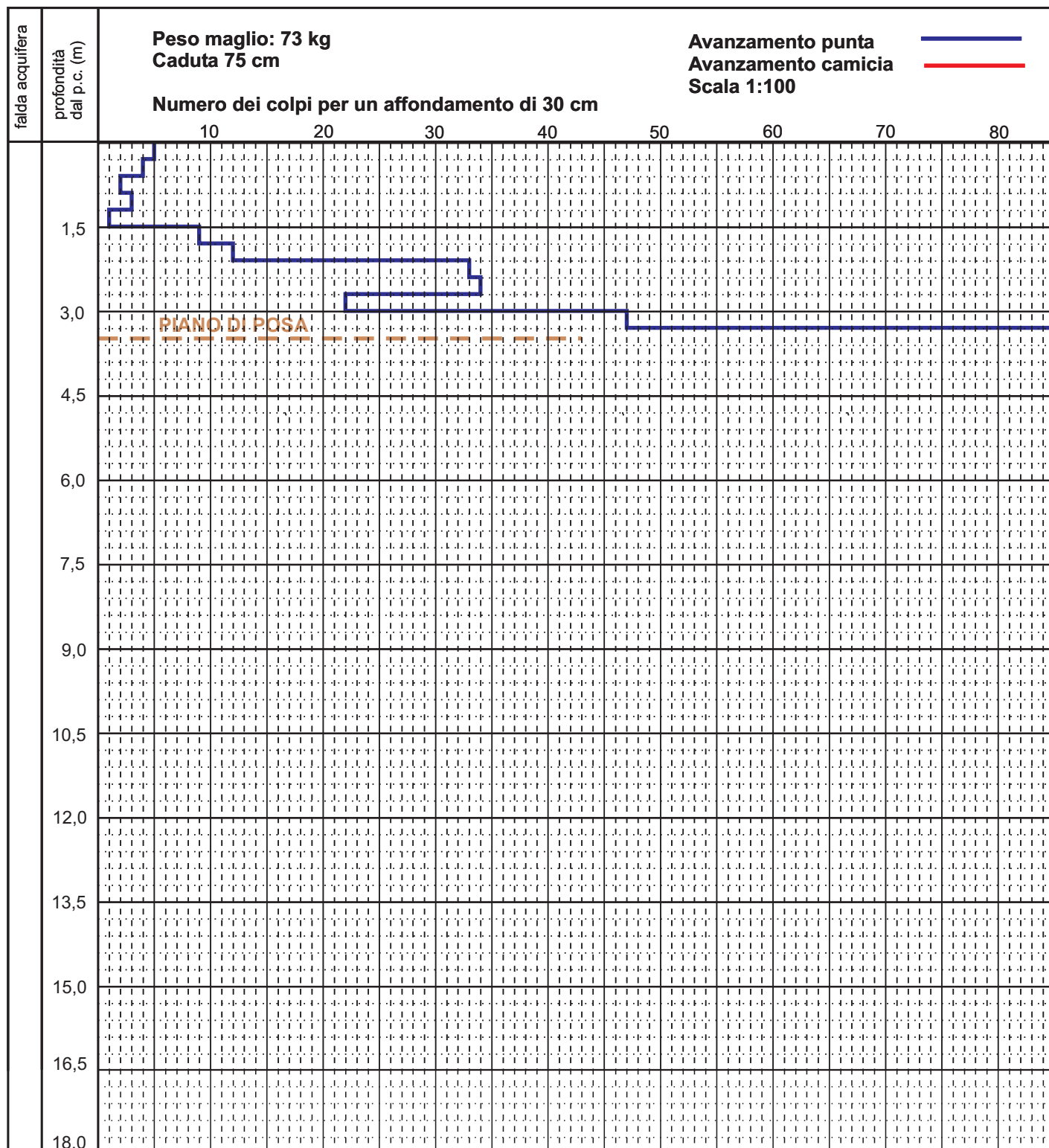
**PROVA PENETROMETRICA N° 6**

**Data: 19/01/2011**

**Località: Via Bevilacqua - Cazzago San Martino (BS)**

**Committente: Comune di Cazzago San Martino**

**Quota inizio foro: 100.0 m (riferita alle tavole di rilievo progettuale)**



Nota: Aste umide da -3,00 m da p.c.

**ESECUZIONE SONDAGGIO MEDIANTE  
PERFORATRICE IDRAULICA BERETTA T51**



**POSTAZIONE SONDAGGIO S1**



**SONDAGGIO S1**



**CASSA 1**

0.00 m – 5.00 m



**CASSA 2**

5.00 m – 10.00 m

**SONDAGGIO S1**



**CASSA 3**  
10.00 m – 15.00 m



**CASSA 4**  
15.00 m – 20.00 m



**ESECUZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE STANDARD (S.C.P.T.)  
mediante PENETROMETRO DINAMICO-STATICO PAGANI mod. TG63/200**



**Prova P1**



**Prova P2**



**Prova P3**



**GEORGETESTING s.r.l.**

Indagini geognostiche ed ambientali - Prospezioni geofisiche

Viale Michelangelo , 40 - 25015 Desenzano del Garda (BS)

Tel. 030 9914222 – Fax. 030 9140471



**Prova P4**



**Prova P6**



# SCHEDE PER IL CENSIMENTO DEI POZZI

## 1 - DATI IDENTIFICATIVI

N° di riferimento e denominazione	CROCE	
Località	CAZZAGO SAN MARTINO	
Comune	CAZZAGO SAN MARTINO	
Provincia	BRESCIA	
Sezione CTR	C5E5	
Coordinate chilometriche Gauss Boaga (da CTR)	Latitudine	1590493,744
	Longitudine	5047974,809
Quota (m s.l.m.)	197.4	
Profondità (m da p.c.)	180	

### UBICAZIONE POZZO (STRALCIO CTR)

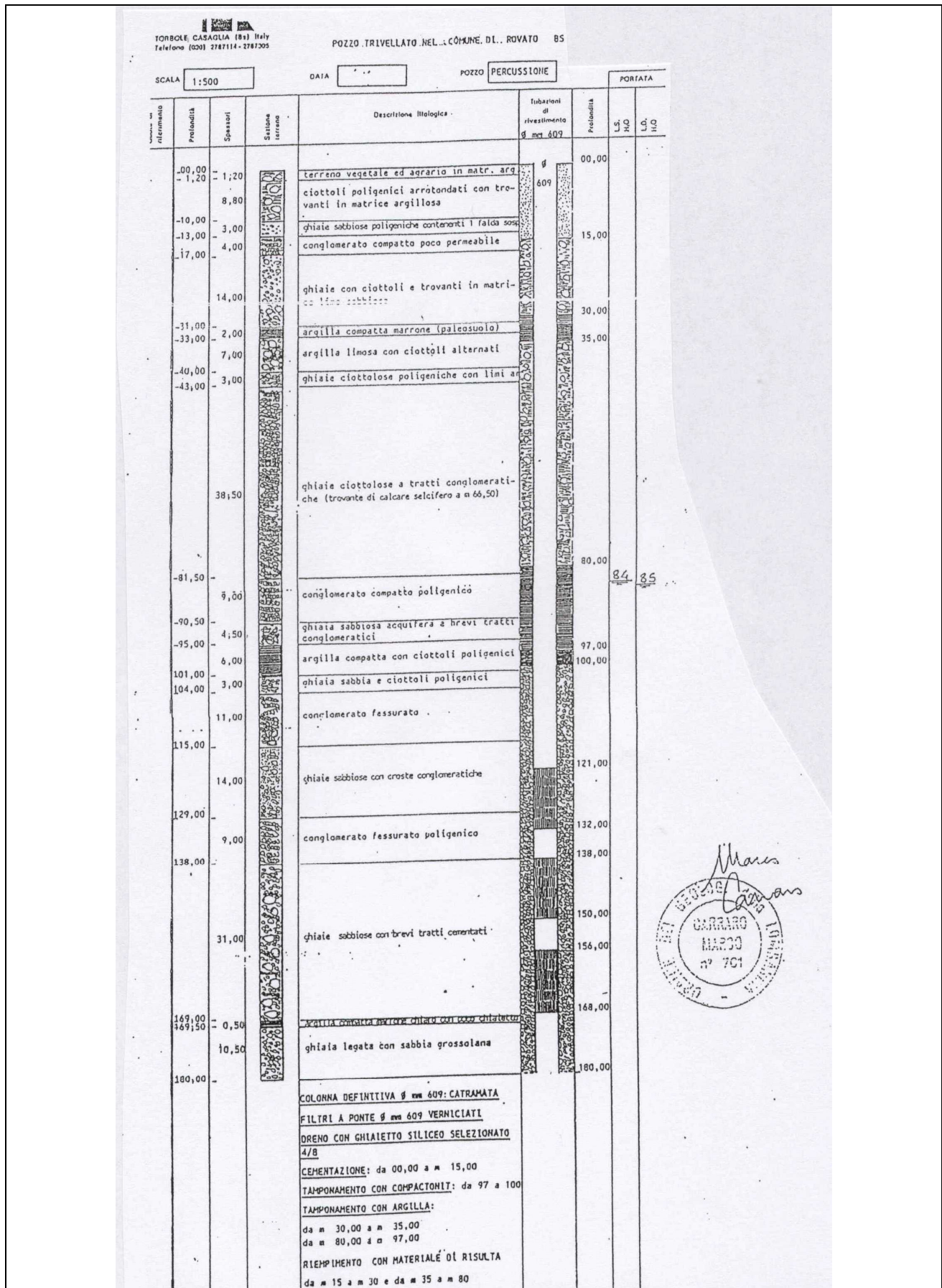


## 2 - DATI CARATTERISTICI DELL'OPERA

Proprietario	Amministrazione comunale di Rovato	
Ditta Esecutrice		
Anno		
Stato		
<input type="checkbox"/> Attivo	<input checked="" type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/> Disuso (2)		
<input type="checkbox"/> Cementato		
<input type="checkbox"/> Altro		
Tipologia utilizzo (3)	Pubblico – pozzo idropotabile	
Portata estratta (m <sup>3</sup> /a e lt/sec)		

SCHEMA DI COMPLETAMENTO						
Tubazioni (4)						
Tubazione n.	Diametro mm	da m	a m	Filtri	da m	a m
1	609	0	180	1	121	132
				2	138	150
				3	156	168
Setti impermeabili (5)						
Tipo		da m		a m		
Cemento		0		15		
Argilla		30		35		
Argilla		80		97		
Compactonit		97		100		

### 3 - STRATIGRAFIA



## 5 - SERIE STORICHE SOGGIACENZA E PARAMETRI IDROGEOLOGICI (6)

--

## 6 – IDROCHIMICA (7)

--

## 12 - PERIMETRAZIONE DELLE AREE DI SALVAGUARDIA

CENTRI DI PERIMETRAZIONE (AREA DI RISPETTO)					
geometrico	X	Temporale		idrogeologico	
Data del provvedimento di autorizzazione					

