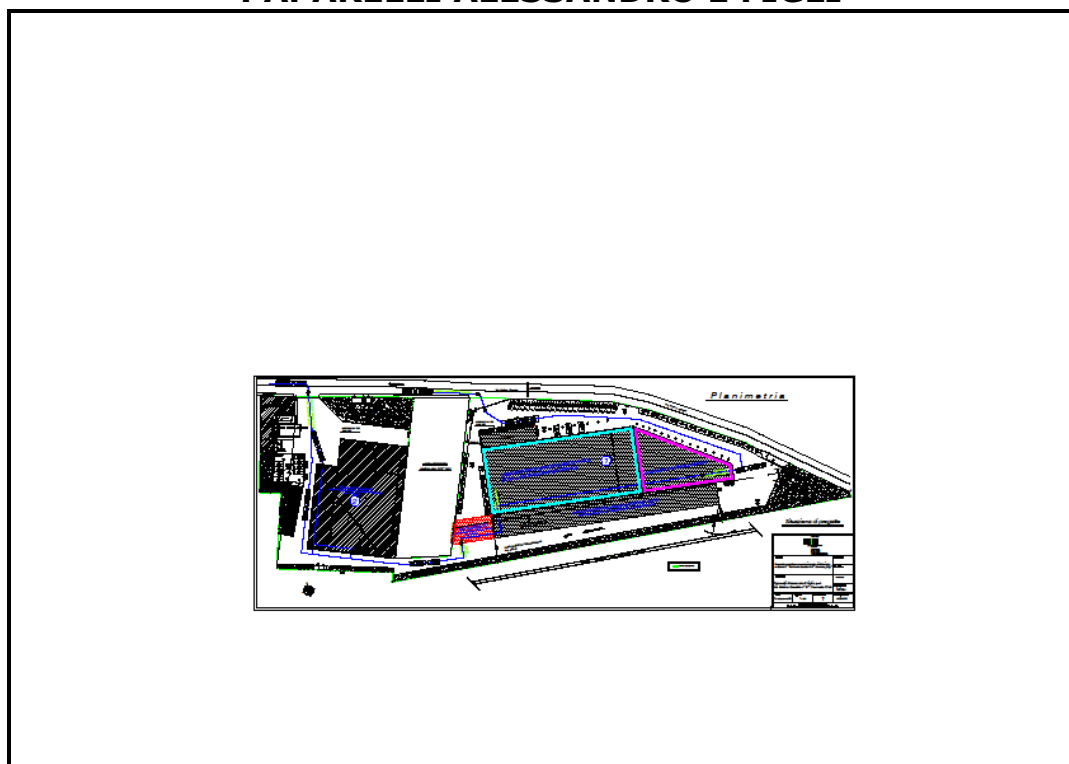


Pontelambro, 20 Ottobre 2016

Studio Geologico MWC

EMME.VU.CI. di dott. geologo Tavecchio Walter
Via G.Parini, n° 4 - 22037 Pontelambro (CO)
C.F. TVC WTR 53R21 D416R - P.I. 01226040135
031-620513 Pec - mwc@epap.sicurezzapostale.it

PAPARELLI ALESSANDRO E FIGLI



**RELAZIONE GEOLOGICA PER L'AMPLIAMENTO DEL
FABBRICATO INDUSTRIALE. ULTIMA PORZIONE LATO
FERROVIA,(200 mq.) AI SENSI DELLE NUOVE NORMATIVE
IN MATERIA SISMICA E DELLE LEGGI VIGENTI,
IN COMUNE DI CARIMATE, VIA MOLINO GERETTO N. 8**

Committente PAPARELLI ALESSANDRO E FIGLIO Srl

Relatore Dott. Tavecchio Geol. Walter - mobile 348 8053396

SOMMARIO

1.	<i>PREMESSA</i>	-----	
	<i>pag. 3</i>		
2.	<i>INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO</i>	-----	<i>pag. 4</i>
3.	<i>INQUADRAMENTO GEOLOGICO-IDROGEOLOGICO</i>	----	<i>pag. 5</i>
	3.1 <i>Litologia dei terreni affioranti</i>	-----	
	<i>pag. 5</i>		
	3.2 <i>Inquadramento idrogeologico</i>	-----	<i>pag. 7</i>
4.	<i>CAROTAGGI MECCANICI</i>	-----	<i>pag. 9</i>
5.	<i>PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE</i>	-----	<i>pag.11</i>
6.	<i>INDAGINI GEOGNOSTICHE</i>	-----	<i>pag.12</i>
	6.1 <i>Modulo di reazione verticale del terreno</i>	-----	<i>pag.15</i>
	6.2 <i>Calcolo della pressione limite</i>	-----	<i>pag.20</i>
7.	<i>PROVE DI PERMEABILITA'</i>	-----	<i>pag.23</i>
8.	<i>VERIFICHE IDRAULICHE</i>	-----	<i>pag.27</i>
	8.1 <i>Bacino idrografico – portata massima al colmo</i>	-----	<i>pag.27</i>
	8.2 <i>Vulnerabilità dell'acquifero</i>	-----	
	<i>pag.33</i>		
9.	<i>CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA</i>	-----	<i>pag.34</i>
10.	<i>CONCLUSIONI</i>	-----	
	<i>pag.37</i>		

1. PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto nel mese di Ottobre 2016 dalla Paparelli Alessandro e Figlio Srl, il sottoscritto geologo Walter Tavecchio ho verificato i parametri geotecnici del terreno sito nel comune di Carimate (CO) in Via Molino Geretto n. 8, dove è previsto un piccolo ulteriore ampliamento del fabbricato industriale esistente, per una superficie coperta di circa 200 mq. Le caratteristiche geomeccaniche del terreno in esame, la valutazione della capacità portante del terreno e dei possibili cedimenti in funzione delle nuove opere da realizzare, sono state verificate sulla scorta delle recenti prove eseguite nel mese di Luglio 2016.

La valutazione dell'impatto delle opere in progetto nei riguardi della vulnerabilità della risorsa idrica sotterranea ed eventuali prescrizioni per la messa in sicurezza di attività produttive nonché l'analisi idrologica di dettaglio del corso d'acqua per la valutazione della portata di massima piena con tempo di ritorno centennale e la verifica di compatibilità della portata in rapporto alle sezioni idrauliche dei manufatti adiacenti le opere in progetto e le eventuali definizioni di massima delle opere di arginatura per la mitigazione del rischio sono già state ampiamente trattate nelle relazioni precedenti.

La presente relazione fa quindi esplicito riferimento ai risultati delle indagini geotecniche e idrogeologiche ed alla relazione geologica precedente, redatta dal sottoscritto Geologo Walter Tavecchio dello Studio Geologico Emme.Vu.Ci. nel mese di Luglio 2015, in un'area adiacente a quella del piccolo nuovo intervento, lungo il lato parallelo alla ferrovia, lato Nord Ovest.

Nella presente Relazione, **a seguito della nuova Legge Regionale del 12 Ottobre 2015 – N. 33 – DISPOSIZIONI IN MATERIA DI OPERE O DI COSTRUZIONI E RELATIVA VIGILANZA IN ZONE SISMICHE** e della **D.g.r. 11 Luglio 2014 n. X/2129 Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3 c 108 lett.d)**, sono stati riportati i dati dell'ultima e precedente relazione, che sono stati confrontati con le carte tematiche, la relazione Geologica e le norme tecniche allegate al PGT comunale.

La classe di fattibilità Geologica dell'area del nuovo ampliamento negli elaborati del PGT è la " 3 b-c " , area con consistenti limitazioni

per la presenza di terreni con caratteristiche geomeccaniche scadenti e per un generico pericolo idraulico-idrogeologico. La classe di pericolosità sismica locale dell'area di intervento è la Z4a, zona di amplificazione sismica locale.

2. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

3.

L'area in esame, cartografata nella carta tecnica regionale CTR, fogli B5b2, B5a2 e B5b3, scala 1:10000, e nella tavoletta Cantu' n° 32, III SE, della Carta topografica d'Italia dell'IGM, in scala 1:25000, si trova in via Mulino Geretto n. 9, Comune di Carimate (CO) ad una quota media di 235 mt. s.l.m. Dal punto di vista geologico, il comune di Carimate, è inquadrato sul Foglio COMO, F° 32, scala 1:100.000, della Carta Geologica d'Italia; dall'esame cartografico emerge che il terreno interessato dalla realizzazione del nuovo edificio è costituito prevalentemente da depositi alluvionali che ricoprono depositi morenici del Quaternario Antico.

La proprietà, che è ubicata a Sud di Mulino Furbino e Nord di Cascina Valle, a Sud del centro abitato di Carimate, nella Valle del Fiume Seveso in prossimità dell'intersezione con il Torrente Serenza, tra la sponda destra del Seveso e la linea ferroviaria Milano - Como, in una zona sub-pianeggiante.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - IDROGEOLOGICO

Le caratteristiche del paesaggio sono da ricondurre alle azioni morfologiche e di deposito esercitatesi durante il Quaternario e durante le fasi glaciali che si possono sintetizzare in:

- azioni della massa glaciale con erosione
- trasporto e deposito dei materiali
- azioni erosive e di deposito delle acque di fusione dei ghiacciai e delle fiumane glaciali.

Descriviamo brevemente nelle pagine seguenti la litologia dei depositi alluvionali che caratterizzano con il loro affioramento l'area investigata e l'idrogeologia della zona.

3.1 LITOLOGIA DEI TERRENI AFFIORANTI

Partendo dal termine più antico:

IL CEPPPO – E' costituito da conglomerati e arenarie molto cementati con frequenti livelli di ghiaia e sabbia. Il "Ceppo" si presenta in affioramento lungo la Val Sorda, presso la collina di Incasate, nella valle del Fiume Lambro, da Inverigo fino a Briosco e Carate. La sua costante presenza nel sottosuolo è confermata dagli affioramenti visibili nell'alveo dei torrenti e dalle stratigrafie delle perforazioni.

IL FERRETTO E FLUVIO-GLACIALE MINDEL – E' costituito da ghiaie e sabbie totalmente alterate in superficie. La tipica colorazione da rosso mattone a giallo-rossastro è dovuta a fenomeni di alterazione fisico-chimica dei depositi. Fino alla profondità di 5 mt. in media è costituito da argille sabbiose nelle quali sono riconoscibili scheletri dei clasti originari. Seguono verso il basso ghiaie e sabbie sempre molto alterate con matrice argilloso-sabbiosa. Il ferretto è scarsamente impermeabile e le acque di precipitazione si raccolgono in profonde vallette e si incanalano verso la pianura. E' presente in larghi lembi a Carugo e Mariano Comense, tra Figino Serenza e Cabiato-Meda, e tra Capreno e Barlassina (Groane).

MORENICO E FLUVIO-GLACIALE RISS – Rappresentano i depositi connessi con la penultima epoca glaciale che si differenziano dai terreni più antichi e più recenti per caratteri morfologici e costituzione litologica. Il Morenico Riss è costituito da depositi glaciali ghiaiosi e sabbiosi con abbondante matrice argillosa in cui sono inglobati frequenti blocchi di cospicue dimensioni provenienti dall'arco alpino e prealpino. Le più estese aree moreniche si localizzano nel tratto Nord-Occidentale della carta dove occupano una larga fascia estesa tra Olgiate Comasco, Appiano Gentile, Guanzate, Cadorago, Bregnano e Cermenate e in sponda destra del Seveso da Carimate, Montesolaro, Figino Serenza e Cantù. Il fluvio-glaciale Riss è costituito da

depositi di provenienza glaciale elaborati dalle fiumane fuoriuscenti e connessi con gli archi morenici corrispondenti. I materiali deposti più o meno selezionati e stratificati, presentano morfologia pianeggiante con deboli ondulazioni e frequenti solchi pluviali. Appartengono al fluvio-glaciale Riss anche le aree ai piedi dei grandi archi morenici del Lario che si estendono lungo il Torrente Seveso tra Novedrate, Carimate, Meda e tra Minoprio, Asiago, Barlassina e Lazzate.

MORENICO E FLUVIO-GLACIALE WURM – Si tratta di depositi connessi con l'ultima glaciazione quaternaria: i primi dovuti all'accumulo diretto dei materiali trasportati dai ghiacciai, i secondi derivati dal loro rimaneggiamento ad opera delle fiumane glaciali. Analogamente ai corrispondenti depositi rissiani, i depositi wurminai si differenziano per i caratteri morfologici e per la costituzione litologica. In particolare la morfologia del morenico Wurm è molto spiccata e dà luogo a cordoni morenici concentrici.

ALLUVIONI TARDO WURMIANE E POST-GLACIALI – Si localizzano lungo gli attuali corsi d'acqua formando una serie di terrazzi degradanti verso il corso attuale. **Le maggiori estensioni si hanno nel tratto di bacino del Fiume Seveso. Le alluvioni attuali sono costituite essenzialmente da ghiaie e sabbie, risultano molto permeabili alle acque meteoriche e caratterizzano in affioramento l'aera in esame.**

3.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Le acque sotterranee, che permeano il sottosuolo nell'area d'interesse, si comportano in generale come le acque circolanti nel sottosuolo nell'area pedemontana prealpina del territorio considerato e derivano nella loro totalità dalle precipitazioni meteoriche che cadono sulla superficie dei bacini idrografici del Fiume Seveso e del Torrente Serenza.

L'immagazzinamento idrico nel sottosuolo avviene in modo diretto quando la permeabilità del suolo permette la discesa in profondità delle acque ed indiretto quando le acque meteoriche, prima convogliate nei corsi d'acqua superficiali, penetrano lungo gli alvei ghiaiosi sui quali scorrono. In genere ogni bacino idrografico presenta la combinazione delle due condizioni di caricamento. Una volta penetrate nel sottosuolo, le acque sotterranee vanno a

formare delle falde acquifere il cui comportamento e la cui distribuzione dipendono dalle condizioni litologiche e dalla geometria del serbatoio idrico. Si hanno così dei sistemi di falde geometriche limitate da livelli impermeabili o poco permeabili tanto che la loro forma può essere ricostruita.

Lo studio delle falde presenti nel territorio prevede l'esame dei seguenti parametri:

- 1) la forma geometrica del serbatoio idrico;
- 2) le condizioni di scorrimento idrico nel sottosuolo effettuato mediante l'esame dei livelli piezometrici;
- 3) la permeabilità degli strati acquiferi;
- 4) il chimismo delle acque sotterranee.

La permeabilità del terreno è stata stimata con n° 2 prove di permeabilità eseguite in sito nei fori di sondaggio, inoltre lo studio puntuale dei parametri di permeabilità idrica dei terreni sarà effettuato dopo aver eseguito le operazioni iniziali di sbancamento del terreno e dopo aver analizzato alcune prove di "K" eseguite in sito sui nuovi pozzi perdenti.

Lo studio stratigrafico e litologico del sottosuolo esaminato è stato effettuato analizzando anche le serie stratigrafiche ed i dati idrologici in nostro possesso. Come già accennato la distribuzione delle acque sotterranee di Carimate è in stretto rapporto con la successione litostratigrafia dei terreni e con le caratteristiche di permeabilità dei complessi sedimentari del sottosuolo.

L'esame delle serie stratigrafiche dei pozzi, dei livelli delle acque e dei profili idrogeologici permette di classificare le falde acquifere in due sistemi distinti:

- a) sistema idrico superiore della falda a pelo libero, contenuto nei depositi conglomeratici e ghiaiosi;
- b) sistema idrico delle falde profonde con carattere artesiano contenuto nei depositi glacio-lacustri e marini estesi fino al basamento roccioso.

La falda acquifera superiore può essere considerata una "falda a superficie piezometrica libera". Essa fluisce nei depositi continentali grossolani ghiaioso-sabbiosi e conglomeratici costituenti il "complesso dei depositi fluviali e fluvio-glaciali" caratterizzati da una buona permeabilità. In ragione della morfologia del suolo, delle variazioni cicliche e degli abbassamenti per emungimento, **la posizione attuale del livello della prima falda acquifera si trova alla profondità di circa 40 mt. dal p.c.**

Dai sopralluoghi eseguiti si è constatato che le acque meteoriche si allontanano con facilità dalla superficie dell'area di proprietà senza creare

zone di ristagno poiché il terreno superficiale è permeabile ed esistono una serie di rogge e canali superficiali che convogliano le acque verso Sud-Est.

Il ruscellamento è facilitato inoltre dalla pendenza della superficie topografica che favorisce il deflusso verso Sud-Est.

Il livello piezometrico della prima falda freatica ($\cong - 40$ mt. dal p.c.) e la direzione delle acque sotterranee sembrano essere da Nord-Est verso Sud-Ovest.

La permeabilità e la trasmissività dell'acquifero presunte sono:

$$K = 1 \times 10^{-3} \text{ mt/sec.} = \text{PERMEABILITA'}$$

$$T = K \times e = 30 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{sec.} = \text{TRASMISSIVITA'}$$

dove "e" = spessore acquifero = 30 mt.

Dopo aver esaminato l'orografia della zona ritengo che l'area non sia soggetta a frane e/o smottamenti.

4. SPECIFICHE TECNICHE DEICAROTAGGI MECCANICI ANALIZZATI

I carotaggi analizzati erano stati trivellati con sonda cingolata BERETTA T21 nelle posizioni S1,S2,S3 e S4, mediante l'uso di un carotiere semplice ϕ 101 mm. e l'infissione dei tubi di rivestimento diametro 127 mm.

STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

L'esame dei sondaggi eseguiti ci ha permesso di confermare la stratigrafia media del terreno, così come evidenziato nell'allegato.

Si riporta di seguito la caratteristica litostratigrafica media del terreno esaminato:

da 0,00 a - 1,00 →	materiale di riporto grossolano
da - 1,00 a - 3,00 →	argilla limo sabbiosa soffice con ciottoli
da - 3,00 a - 5,00 →	ghiaia e sabbia con ciottoli compatta
(da - 5,00 a - 10,00 →	ghiaia e sabbia compatta)

In corrispondenza dei fori di sondaggio non è stata rilevata la presenza d'acqua.

5. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Per definire il grado di consistenza del sottosuolo sono state esaminate le n° 10 prove S.P.T. eseguite lo scorso mese di Luglio e sono state riesaminate anche le prove penetrometriche dinamiche eseguite nell'anno 2007 : si trattava di n. 7 prove penetrometriche dinamiche eseguite con un Penetrometro Dinamico Leggero Penny 30 (prove denominate in seguito P1, P2, P3, P4, P5, P6 e P7).

DATI TECNICI PENETROMETRO DINAMICO LEGGERO

Altezza caduta libera (volata maglio) 20 cm;

Peso maglio Kg. 20+10 aggiuntivi;

Diametro Aste ϕ 2.2 cm;

Lunghezza aste L = 100 cm con tacche di riferimento ogni 10 cm;

Peso aste 2.9 Kg./mt;

Diametro Punta ϕ 3.56 cm

Angolo punta conica $\beta = 60^\circ$

Superficie punta conica S = 10 cm²

La prova penetrometrica dinamica continua leggera consiste nell'infissione, lungo la direzione del filo a piombo, di una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta d'acciaio, in seguito alla caduta di un maglio direttamente sulla testa di battuta. In modo continuo viene registrato il numero di colpi necessari per l'infissione delle aste nel terreno per intervalli di 30 cm., fino alla profondità di fine prova e/o al "rifiuto" (si definisce rifiuto un avanzamento con N/30 > 99 colpi); la resistenza alla penetrazione fornisce

delle indicazioni sui parametri geomeccanici dei terreni, in funzione della resistenza che il terreno stesso offre alla penetrazione.

I risultati delle prove vengono elaborati analiticamente. Il numero di colpi necessari alla penetrazione viene trasformato in numero di colpi della prova S.P.T. (Standard Penetration Test), che rappresenta il termine fondamentale di confronto per stabilire i valori medi dei parametri geotecnici dei livelli

individuati. Gli istogrammi riportati in allegato hanno per ordinate la profondità e per ascisse il numero di colpi N/30 cm.

Nei tabulati vengono riportati i valori di angolo di attrito, densità relativa e i cedimenti.

6. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le indagini geognostiche recenti e passate hanno indagato la consistenza dei terreni superficiali attraverso l'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche leggere, carotaggi meccanici e prove SPT, mentre per controllare la soggiacenza della falda idrica, erano stati installati due piezometri, in corrispondenza delle posizioni S1 e S2 dei due carotaggi

CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E IDROGEOLOGICHE

In base a quanto è stato possibile controllare e verificare in sito, il sottosuolo interessato dalle nuove opere è stato suddiviso in tre livelli tipo di spessore omogeneo;

Esaminati i dati stratigrafici dei nuovi carotaggi, i risultati, delle prove S.P.T. e delle prove penetrometriche dinamiche leggere, è stato possibile verificare che il primo livello, al di sotto della massicciata di riporto grossolano che ricopre il piazzale esterno, è costituito da terreno di riporto prevalentemente argilloso molto soffice, con un numero di colpi N/30 cm basso, variabile da 2 a 6; il secondo livello sembra essere costituito da terreno sabbio limoso con ciottoli incoerente, mediamente sciolto, con un numero di colpi N/30 cm variabile da 10 a 15; il terzo livello è costituito da terreno ghiaio-sabbioso, incoerente, medio-compatto, con un numero di colpi N/30 cm variabile da 20 a 30.

La stratigrafia del sottosuolo nell'area in esame potrebbe essere schematizzata ipotizzando la presenza di tre livelli, di spessore omogeneo, con

caratteristiche meccaniche che migliorano con la profondità. Pertanto, ipotizzando la presenza di terreni prevalentemente incoerenti, la stratigrafia tipo del terreno può essere così schematizzata:

<i>n°</i>	<i>Tipo di terreno</i>	<i>Profondità</i> <i>[metri]</i>
1°	Terreno coerente molto soffice	Da 0,50 a -2,70
2°	Terreno incoerente mediamente sciolto	Da -2,70 a -3,30
3°	Terreno incoerente Medio-compatto	Da -3,30 a -10,00

non è stata riscontrata nel terreno, sino alla profondità investigata di – 10 metri dal p.c., la presenza di acqua.

PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito si riportano i parametri geotecnici medi dei terreni, ricavati dall'interpretazione e dall'analisi dei risultati ottenuti dalle prove eseguite in precedenza nell'area di proprietà.

Copertura piazzale esterno: da 0 a 0,50 mt – Riporto ghiaio sabbioso

1° livello: da -0,50 mt. fino a -2,70 mt. TERRENO LIMO ARGILLOSO

- Definizione di consistenza : terreno coerente/incoerente soffice
- Numero di colpi medio N/30 cm : 03 ÷ 06
- Densità relativa – "Dr" : < 02
- Angolo di attrito – "Ø" : 26°

2° livello: da -2,70 fino a -3,30 TERRENO SABBIOSO MEDIAMENTE SCIOLTO

- Definizione di consistenza : terreno incoerente mediamente sciolto

- Numero di colpi medio N/30 cm : 10 ÷ 15
- Densità relativa - "Dr" : 0,3 ÷ 0,4
- Angolo di attrito - "Ø" : 30°

3° livello: da -3,30 mt. fino a -10,00 mt. dal p.c. TERRENO GHIAIO
SABBIOSO MEDIAMENTE ADDENSATO

- Definizione di consistenza : terreno incoerente mediamente addensato
- Numero di colpi medio N/30 cm : 20 ÷ 30
- Densità relativa - "Dr" : 0,4 ÷ 0,5
- Angolo di attrito - "Ø" : 33°
-

Tabella – MODELLO GEOTECNICO

ORIZZONTE (n°)	PROFONDITA' MEDIA (mt.)	NUMERO DI COLPI CAD. LIVELLO
1°	da -0,50 a -2,70	03 ÷ 06
2°	da -2,70 a - 3,30	10 ÷ 15
3°	da -3,30 a - 10,00	20 ÷ 30

Tabella – PARAMETRI GEOTECNICI

Orizzonte	N	γ (g/cm³)	Dr	ϕ°	E (kg/cm²)
1°	03 ÷ 06	1,50	< 0,2	26°	60 ÷ 80
2°	10 ÷ 15	1,60	0,3 ÷ 0,4	30°	100 ÷ 120
3°	20 ÷ 30	1,70	0,4 ÷ 0,5	33°	> 150

6.1 MODULO DI REAZIONE VERTICALE DEL TERRENO (COSTANTE DI WINKLER)

Il calcolo del modulo di reazione verticale del terreno è utile per il progetto ingegneristico delle fondazioni.

Dalla relazione di Vesic si ha:

$$K_s = \frac{k_s'}{B}$$

con:

$$k_s' = 0,65 \cdot 1,2 \sqrt{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot J_f}} \cdot \frac{E_s}{1-\nu^2}$$

dove:

E_f è il modulo di Young della fondazione

J_f è il modulo di inerzia della fondazione

E_s è il modulo di Young del suolo

ν è il modulo di Poisson del suolo

B è la larghezza della fondazione

Osservando che la radice dodicesima di un qualsiasi valore moltiplicato per 0,65 è sempre prossima ad 1 è possibile utilizzare, per ogni scopo pratico l'espressione semplificata:

$$K'_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu^2)}$$

L'applicazione di questa espressione semplificata è resa possibile dai dati forniti dalle prove penetrometriche che permettono la determinazione del modulo di Young del suolo e dell'angolo di attrito ϕ necessario per il calcolo del modulo di Poisson con la formula:

$$\nu = \frac{1 - \sin\phi}{2 - \sin\phi}$$

Una stima indicativa del valore del modulo di reazione verticale k_s si ottiene attraverso gli ordini di grandezza della tabella seguente, variabili in funzione del terreno di fondazione che si sta indagando.

Tabella - MODULO DI REAZIONE VERTICALE DEL TERRENO

<u>TIPOLOGIA DI TERRENO</u>	<u>MODULO DI REAZIONE VERTICALE [kN/mc]</u>
Sabbia sciolta	4800 ÷ 16000
Sabbia mediamente compatta	9600 ÷ 80000
Sabbia compatta	64000 ÷ 128000
Sabbia argillosa mediamente	32000 ÷ 80000

compatta	
Sabbia limosa mediamente compatta	24000 ÷ 48000
Terreno argilloso	
Coesione: < 200 kPa	12000 ÷ 24000
Coesione: 200 ÷ 400 kPa	24000 ÷ 48000
Coesione: > 400 kPa	> 48000

Confrontando i valori ottenuti dal calcolo analitico con quelli proposti dalla tabella si è in grado di restringere il campo di variabilità del parametro k_s e quindi si è in grado di fornire risultati più dettagliati.

Di seguito si procede al calcolo del parametro k_s fino alla profondità investigata ipotizzando che la fondazione in progetto abbia una larghezza B pari ad 1 mt.

Calcolo del modulo di reazione verticale sui terreni del 1° livello

Il modulo elastico del terreno ha un valore variabile con la profondità:

$$E_s \text{ minimo } 1^\circ \text{ livello} = 60 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E_s \text{ massimo } 1^\circ \text{ livello} = 80 \text{ kg/cm}^2.$$

Il modulo di Poisson ha un valore $\nu = 0,360$.

Da cui si ottiene:

$$K_s \text{ minimo } 1^\circ \text{ livello} = \mathbf{6891,3 \text{ kN/mc}}$$

$$K_s \text{ massimo } 1^\circ \text{ livello} = \mathbf{9188,5 \text{ kN/mc}}$$

Calcolo del modulo di reazione verticale sui terreni del 2° livello

Il modulo elastico del terreno ha un valore variabile con la profondità:

$$E_s \text{ minimo } 2^\circ \text{ livello} = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E_s \text{ massimo } 2^\circ \text{ livello} = 120 \text{ kg/cm}^2.$$

Il modulo di Poisson ha un valore $\nu = 0,333$.

Da cui si ottiene:

$$K_s \text{ minimo } 2^\circ \text{ livello} = 11250,0 \text{ kN/mc}$$

$$K_s \text{ massimo } 2^\circ \text{ livello} = 13500,0 \text{ kN/mc}$$

Calcolo del modulo di reazione verticale sui terreni del 3° livello

Il modulo elastico del terreno ha un valore variabile con la profondità:

$$E_s \text{ minimo } 3^\circ \text{ livello} > 150 \text{ kg/cm}^2.$$

Il modulo di Poisson ha un valore $\nu = 0,313$.

Da cui si ottiene:

$$K_s \text{ minimo } 3^\circ \text{ livello} > 16627,8 \text{ kN/mc}$$

I risultati ottenuti si possono così riassumere:

Tabella - VALORI DEL MODULO DI REAZIONE VERTICALE DEL TERRENO

<u>ORIZZONTE (N°)</u>	<u>MODULO DI REAZIONE VERTICALE [kN/mc]</u>
1° LIVELLO	6891,3 ÷ 9188,5
2° LIVELLO	11250,0 ÷ 13500,0
3° LIVELLO	> 16627,8

6.2 CALCOLO DELLA PRESSIONE LIMITE

Sulla base dei nuovi risultati ottenuti, è stato eseguito il calcolo della pressione limite sui terreni del 1° e 2° livello, ad una profondità di -2,50 mt. e di - 3,50 mt. dall'attuale piano campagna.

Per il calcolo della pressione limite sono stati adottati due criteri: la formula di Meyerhoff e la formula di Terzaghi semplificata per terreni di tipo incoerente:

Formula di Terzaghi semplificata per terreni incoerenti

$$Q_{\text{lim}} = c_u \cdot N_c + N_q \cdot t \cdot \gamma + 0,5 \cdot B \cdot N_\gamma$$

dove:

N_c , N_q e N_γ sono fattori dimensionali

c_u è il grado di coesione del terreno

t è la profondità di imposta delle fondazioni

γ è il peso di volume del terreno

B è la larghezza ipotizzata della fondazione

Formula di Meyerhoff

$$Q_{\text{lim}} = \sigma'_{v0} \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\tan \phi}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\phi)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot B/L$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p^{1/2} \cdot Z/B$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

con:

e : 2,718

B : larghezza ipotizzata della fondazione

L : lunghezza ipotizzata della fondazione (si ipotizza una lunghezza di 5 mt.)

Z : profondità di imposta della fondazione

δ' : tensione litostatica efficace

CALCOLI GEOTECNICI SUI TERRENI DEL 1° LIVELLO INCOERENTE AD UNA PROFONDITA' DI -2,50 mt. DAL PIANO CAMPAGNA. (livello piu' soffice)

Formula di Meyerhoff

$$c_u = 0,0 \text{ kg/cmq}$$

$$\gamma = 1,5 \text{ t/mq}$$

$$N_\gamma = 2,672$$

$$N_q = 4,624$$

$$s_q = s_\square = 1,051$$

$$d_q = d_\square = 1,320$$

$$\delta_{vo} = 37,5 \text{ kPa}$$

$$\phi = 26^\circ$$

Si ottiene:

$$Q_{lim} = 2,434 \text{ Kg/cmq}$$

che diviso un fattore di sicurezza pari a tre, diviene:

$$\mathbf{Q_{amm} = 2,434 : 3 = 0,811 \text{ Kg/cmq}}$$

Formula semplificata per terreni incoerenti

$$c_u = 0,0 \text{ kg/cmq}$$

$$\gamma = 1,5 \text{ t/mq} \quad \text{peso di volume}$$

$$N_\square = 6,5$$

$$N_q = 7,5$$

Si ottiene:

$$Q_{lim} = 3,300 \text{ Kg/cmq}$$

che diviso un fattore di sicurezza pari a tre, diviene:

$$\mathbf{Q_{amm} = 3,300 : 3 = 1,100 \text{ Kg/cmq}}$$

Mediando i due valori ottenuti con i diversi approcci ad una profondità di imposta delle fondazioni di -2,50 mt dal p.c., il carico ammissibile massimo è pari a **0,955 kg/cmq.**

CALCOLI GEOTECNICI SUI TERRENI DEL 2° LIVELLO INCOERENTE AD UNA PROFONDITA' DI -3,00 mt. (livello piu' compatto)

Formula di Meyerhoff

$$c_u = 0,0 \text{ kg/cmq}$$

$$\gamma = 1,6 \text{ t/mq}$$

$$N_\gamma = 4,616$$

$$N_q = 6,127$$

$$s_q = s_\gamma = 1,060$$

$$d_q = d_\gamma = 1,375$$

$$\delta_{v0} = 38,4 \text{ kPa}$$

$$\phi = 30^\circ$$

Si ottiene:

$$Q_{lim} = 3,967 \text{ Kg/cmq}$$

che diviso un fattore di sicurezza pari a tre, diviene:

$$\mathbf{Q_{amm} = 3,967 : 3 = 1,322 \text{ Kg/cmq}}$$

Formula semplificata per terreni incoerenti

$$c_u = 0,0 \text{ kg/cmq}$$

$$\gamma = 1,6 \text{ t/mq} \quad \text{peso di volume}$$

$$N_\gamma = 7$$

$$N_q = 9$$

Si ottiene:

$$Q_{lim} = 4,160 \text{ Kg/cmq}$$

che diviso un fattore di sicurezza pari a tre, diviene:

$$\mathbf{Q_{amm} = 4,160 : 3 = 1,387 \text{ Kg/cmq}}$$

Mediando i due valori ottenuti con i diversi approcci ad una profondità di imposta delle fondazioni di -3,00 mt dal p.c., il carico ammissibile massimo è pari a **1,354 kg/cmq.**

7. PROVE DI PERMEABILITA'

Per stimare la permeabilità dei terreni, erano state eseguite n° 2 prove di permeabilità rispettivamente nei fori dei sondaggi S1 e S2: n° 1 prova Lefranc a carico variabile in abbassamento (prove di abbassamento) e n° 1 prova di immissione a carico costante.

La prova Lefranc a carico variabile era stata eseguita sui terreni superficiali riempiendo il foro di acqua fino a saturare il terreno misurando l'abbassamento del livello idrico utilizzando un sondino acustico.

Per le prove di permeabilità a carico variabile in abbassamento il coefficiente di permeabilità k è dato dalla formula:

$$K = \frac{A}{CL (t_2 - t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

dove:

k = coefficiente di permeabilità [ms^{-1}]

A = area di base del foro [m^2]

t_2 e t_1 = tempi relativi agli abbassamenti h_2 e h_1 [sec]

h_2 e h_1 = altezze del livello idrico rispetto alla superficie freatica relative agli istanti t_2 e t_1 [m]

CL = coefficiente di forma ottenuto dalla relazione = $\frac{2\pi l}{\ln 2l/d}$

con: l = potenza dello strato interessato dalla prova [m]

d = diametro del foro in cui viene eseguita la prova

I tempi t_1 e t_2 e quindi le relative altezze h_1 e h_2 sono state ottenute tracciando un grafico tempi/altezze e considerando gli intervalli, utilizzati nel calcolo della permeabilità K , nei tratti più rettilinei di tali curve, come raccomandato dalle norme A.G.I.

Prova di permeabilità P1

Nella tabella seguente si riportano i tempi e le relative misurazioni dell'abbassamento del livello idrico all'interno del foro S1:

TEMPO [minuti]	ABBASSAMENTO [cm]
<i>1</i>	<i>59</i>
<i>2</i>	<i>134</i>
<i>3</i>	<i>192</i>
<i>4</i>	<i>224</i>
<i>5</i>	<i>249</i>
<i>6</i>	<i>272</i>
<i>7</i>	<i>298</i>
<i>8</i>	<i>316</i>
<i>9</i>	<i>328</i>
<i>10</i>	<i>344</i>
<i>15</i>	<i>370</i>
<i>20</i>	<i>394</i>
<i>25</i>	<i>424</i>
<i>30</i>	<i>447</i>
<i>45</i>	<i>494</i>

Profondità della falda idrica: assente, umidità a fondo foro.

Calcolo curva tempi/abbassamenti della prova P1

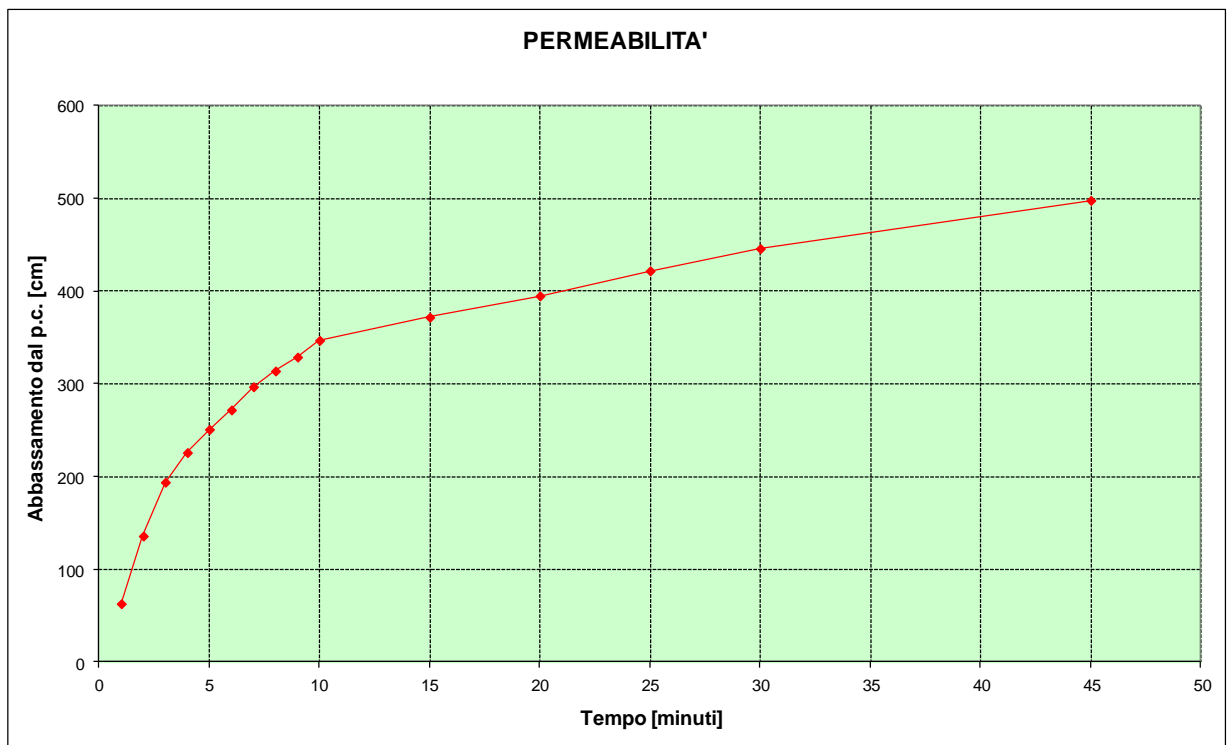
Dati:

diametro tubo in pvc:	$d = 3'' \cong 0,075 \text{ m}$
area tubo in pvc:	$A = 0,0046 \text{ mq}$
lunghezza foro di indagine:	$l = 10 \text{ m}$
tempo t_1 :	$t_1 = 60 \text{ sec}$
tempo t_2 :	$t_2 = 180 \text{ sec}$
altezza h_1 :	$h_1 = 0,59 \text{ mt}$
altezza h_2 :	$h_2 = 1,92 \text{ mt}$

da cui, permeabilità:

$$K = 3,98 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

Visti i risultati della prova di permeabilità eseguita sui terreni superficiali, **mediamente la permeabilità del terreno può essere assunta pari a $K = 3,88 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$; comparabile con il valore di una sabbia limosa**



Prova di permeabilità P2

Nel foro del sondaggio S2, per stimare la permeabilità dei terreni al fondo del foro al di sopra del livello di falda, era stata invece eseguita n° 1 prova di immissione a carico costante denominata P2.

Le prove a carico costante si eseguono misurando la portata necessaria per mantenere costante il livello dell'acqua nel foro; il coefficiente di permeabilità k è dato dalla formula:

$$k = \frac{q}{CF h d}$$

dove:

k = coefficiente di permeabilità [$m \text{ sec}^{-1}$]

q = portata d'acqua immessa nel foro [$m^3 \text{ sec}^{-1}$]

h = livello dell'acqua misurato rispetto alla base del foro [m]

d = diametro del foro [m]

CF = coefficiente di forma = 2,85

Calcolo della permeabilità: prova P2

Dati:

portata d'acqua immessa nel foro: $q = 20 \text{ l/min}$

livello dell'acqua nel foro: $h = 6,00 \text{ m}$

diametro del foro: $d = 0,076 \text{ m}$

da cui la **permeabilità** risulta:

$$K = 2,56 * 10^{-4} \text{ m/s}$$

Visti i risultati della prova di permeabilità eseguita sui terreni del 3° livello, ad una **profondità variabile compresa tra i -5 e -10 mt. dal p.c. la permeabilità del terreno sembrerebbe poter essere assunta pari a $K = 2,56 * 10^{-4} \text{ m/s}$; valore dell'ordine di grandezza di una sabbia ghiaiosa con granulometria media pari a $d = 0.4 \text{ mm}$.**

8. VERIFICHE IDRAULICHE

In questo capitolo verrà trattata l'analisi idrologica di dettaglio del Fiume Seveso per la valutazione della portata di massima piena con tempo di ritorno centennale e la verifica di compatibilità della portata in rapporto alle sezioni idrauliche dei manufatti adiacenti le opere in progetto e la vulnerabilità dell'acquifero sotterraneo.

8.1 BACINO IDROGRAFICO - PORTATA MASSIMA AL COLMO

La ricostruzione del bacino idrografico del Fiume Seveso è stata realizzata basandosi sulla topografia della Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 e sui dati del bacino riportati dal programma di tutela e uso delle acque (L.R. 12 dicembre 2003 n.26, art.45, comma 3 e D.Lgs. 11 maggio 1999, n.152, art.44, Titolo IV, Capo 1); al fine di individuare la portata di massima piena relativa al bacino idrografico individuato, è stato effettuato uno studio dettagliato dei dati relativi alle precipitazioni.

I parametri utilizzati sono stati ricavati elaborando dapprima i dati raccolti dalle stazioni di Como, Olgiate Comasco e Cantù, mentre altri dati sono stati raccolti da: "Analisi delle Temperature e Precipitazioni nel Triangolo Lariano nel cinquantennio 1921 - 1970 Stazioni di Como, Bellagio e Lecco".

STAZIONE	Quota s.l.m.	Anno inizio osservazioni	Bacino principale	Sottobacino
Como	200	1874	Adda	L.di Como
Olgiate C.	407	1886	Lambro	Bozzante
Cantù	360	1894	Lambro	Seveso

Calcolo delle curve di possibilità pluviometrica

Per definire le curve di possibilità pluviometrica, sono stati utilizzati i dati sulle precipitazioni forniti dalle stazioni di Como, Olgiate Comasco e Cantù. Di seguito sono riportate le precipitazioni medie mensili in millimetri di pioggia:

Precipitazioni medie mensili				
Stazione	Como	Olgiate C.	Cantù	MEDIA
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Gennaio	73,7	64,7	49,5	62,6
Febbraio	59,0	74,7	61,3	65,0
Marzo	103,4	110,1	90,0	102,2
Aprile	152,3	173,2	134,9	153,5
Maggio	143,3	149,9	129,7	141,0
Giugno	184,0	189,4	161,1	178,2
Luglio	113,1	149,3	103,0	121,8
Agosto	142,6	137,3	139,5	139,8
Settembre	127,3	124,4	113,3	121,7
Ottobre	184,8	190,1	169,2	181,4
Novembre	189,2	222,3	171,4	194,3
Dicembre	98,0	117,4	103,6	106,3

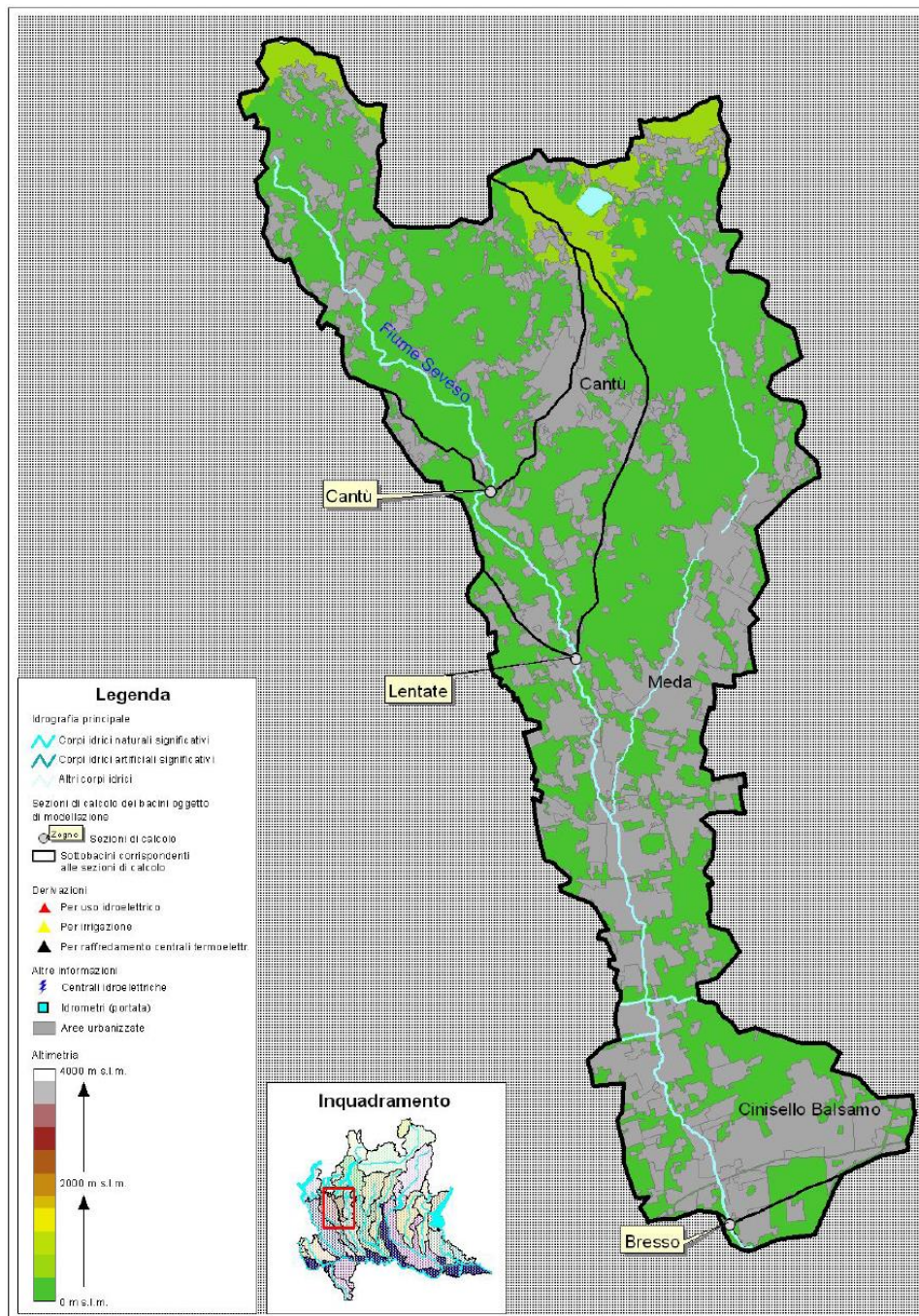
La media annua di precipitazioni è la seguente:

Como	1571 mm
Olgiate Comasco	1703 mm
Cantù	1427 mm

Il regime delle precipitazioni può essere definito Prealpino. Per una corretta analisi dei fenomeni di piena e dei processi erosivi del terreno occorre un'adeguata conoscenza delle precipitazioni con elevata intensità.

Dividendo il numero medio di millimetri di precipitazioni caduti per il numero medio di giorni con precipitazioni si ricava l'intensità media delle piogge. Dai dati seguenti si ricava che, considerando un'intensità media di pioggia di 15 mm al giorno, si ha un massimo in autunno tra settembre e ottobre, e un minimo in inverno, tra gennaio e febbraio. Sarebbe però più opportuno

conoscere l'intensità di ogni singolo evento. Di seguito è riportato il numero medio di giorni in cui sono state registrate precipitazioni.



Numero medio di giorni con precipitazioni				
Stazione	Como	Olgiate C.	Cantù	MEDIA
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Gennaio	5,8	5,7	6,0	5,8
Febbraio	5,6	6,8	5,8	6,1
Marzo	7,6	7,8	7,7	7,7
Aprile	10,2	9,7	10,0	10,0
Maggio	9,3	9,6	9,8	9,6
Giugno	10,8	9,7	10,7	10,4
Luglio	8,9	7,7	7,8	8,1
Agosto	9,1	7,5	6,8	7,8
Settembre	6,6	5,5	5,4	5,8
Ottobre	9,3	8,8	9,8	9,3
Novembre	11,3	10,6	11,6	11,2
Dicembre	7,3	7,8	6,3	7,1

Per valutare le curve di possibilità pluviometrica dell'area in esame sono stati utilizzati i dati della serie storica forniti dal pluviografo di Como (dal 1951 al 1991), in grado di fornire i dati delle precipitazioni massime per intervalli di 1 h, 3 h, 6 h, 12 h e 24 h, dati molto importanti per la determinazione dei parametri idrologici per piogge di breve durata, che sono quelle più intense e che possono determinare situazioni di crisi.

Bisogna ricordare che in tutte le osservazioni riportate manca la distinzione tra precipitazioni liquide e quelle solide. I dati disponibili si riferiscono solo al valore in millimetri di acqua per metro quadrato senza che sia possibile sapere quanta di questa sia dovuta alla neve.

Al fine di prevedere i caratteri della piovosità dell'area, utili per finalità geologico applicative, è di interesse individuare i parametri caratteristici delle curve segnalatrici di probabilità pluviometrica ottenuti normalizzando la serie probabilistica di Gumbel. Tali curve legano la massima altezza di pioggia prevedibile in un dato intervallo di tempo per diversi tempi di ritorno, definiti come reciproco delle frequenze di accadimento. Le curva segnalatrici di probabilità pluviometrica hanno equazione:

$$h(T) = a \times t^n$$

ove:

$h(T)$ = altezza massima della pioggia in mm, riferita ad una pioggia di durata t e tempo di ritorno T ,

t = durata della pioggia in ore,

a, n = parametri della curva, dipendenti dalle caratteristiche pluviometriche della zona.

I parametri a ed n sono stati ricavati normalizzando secondo la distribuzione probabilistica di Gumbel, partendo dai valori della serie storica registrati alla stazione pluviometrica di Como per le diverse durate di pioggia e sono state ricavate le altezze di pioggia per n tempo di ritorno pari a 100, 50 e 10 anni. Tali valori sono stati diagrammati in un grafico bilogarithmico e quindi interpolati al fine di determinare i valori dei coefficienti della curva di probabilità pluviometrica. I parametri della curva di probabilità pluviometrica per la stazione di Como per i tre tempi di ritorno considerati sono:

TEMPO DI RITORNO (ANNI)	100	50	10
a	74	67	50
n	0,226	0,233	0,254

Calcolo del tempo di corrivazione del bacino

Il tempo di corrivazione rappresenta uno dei parametri di base per lo studio dei fenomeni di piena, in quanto fornisce indicazioni sul tempo necessario perchè l'acqua di pioggia raggiunga la sezione di misura.

E' stata adottata la formula di Giandotti (1937) che è quella più comunemente usata per la valutazione di questo parametro:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{Z}}$$

dove:

t_c = tempo di corrivazione in h

S = area del bacino in $\text{Km}^2 = 55 \text{ Km}^2$

L = lunghezza massima percorsa dalle acque = 25 Km

Z = quota media del bacino riferita alla stazione di misura = 85 m

Da cui si ricava che il tempo di corrivazione del bacino risulta essere $t_c = 9,1$ h

Calcolo della portata massima al colmo di piena

Come richiesto dal Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI), Legge 18 maggio 1989, n.183, art. 17 e le relative norme tecniche di attuazione, "direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica", per la valutazione della portata di massima piena si è fatto uso della seguente formula:

$$Q = \frac{\gamma \cdot PC \cdot S}{t_c \cdot 3600} \cdot 1000$$

dove:

PC = pioggia critica = 3 h

γ = coefficiente di afflusso da 0,5 a 1

Il valore della massima portata liquida per il bacino, avendo assunto un coefficiente di afflusso pari a 0,7, risulta pari a $Q_{\max} = 111,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Verifica di smaltimento della portata massima per una sezione media

La prima verifica idraulica è stata eseguita sulla capacità di smaltimento delle acque dell'alveo a monte della zona in esame.

La verifica idraulica è stata condotta con la formula di Chezy-Strickler per il calcolo della capacità di smaltimento dell'alveo a sezione trapezia:

$$Q = K_s \cdot A \cdot \sqrt{i} \cdot R^{2/3}$$

dove:

- K_s = scabrezza (= 50 m^{1/3}/s)
- b_m = larghezza alla base dell'alveo (= 6,00 m)
- h_m = altezza media dell'alveo (= 4,50 m)
- = inclinazione delle sponde (= 20°)
- R = raggio idraulico = A/P
- A = area di deflusso
- P = perimetro bagnato
- i = pendenza media dell'alveo (= 0,004)

La portata massima smaltibile dall'alveo risulta approssimativamente pari a 184 m³/s.

Dalla relazione:

$$Q = V \cdot A \quad \text{dove } Q = \text{portata massima smaltita}$$

Considerando la geometria dell'alveo, l'altezza del pelo libero corrispondente alla portata liquida massima risulterebbe circa pari a 3,27 mt.

Se si aggiunge un franco idraulico pari al 20 % si raggiunge un'altezza del pelo libero pari a 3,92 mt., compatibile con l'altezza delle sponde che hanno mediamente un'altezza superiore a 4,5 mt.

Verifica di smaltimento della portata massima nella sezione critica

Inoltre è stata eseguita una verifica idraulica della capacità di smaltimento delle acque nella sezione critica in corrispondenza del ponte stradale immediatamente a monte dell'area di proprietà del sig. Paparelli.

La verifica idraulica è stata condotta con la formula di Chezy-Strickler per il calcolo della capacità di smaltimento di un manufatto a sezione rettangolare:

$$Q = K_s \cdot A \cdot \sqrt{i} \cdot R^{2/3}$$

dove:

- K_s = scabrezza (= 60 m^{1/3}/s)
- b_m = larghezza alla base dell'alveo (= 6,2 mt)
- h_m = altezza media dell'alveo (= 4,50 m)
- R = raggio idraulico = A/P
- A = area di deflusso
- P = perimetro bagnato
- i = pendenza dell'alveo in prossimità del manufatto (= 0,004)

La portata massima smaltibile dall'alveo risulta approssimativamente pari a 158 m³/s.

Essendo:

$$Q = V \cdot A \quad \text{dove } Q = \text{portata massima smaltita}$$

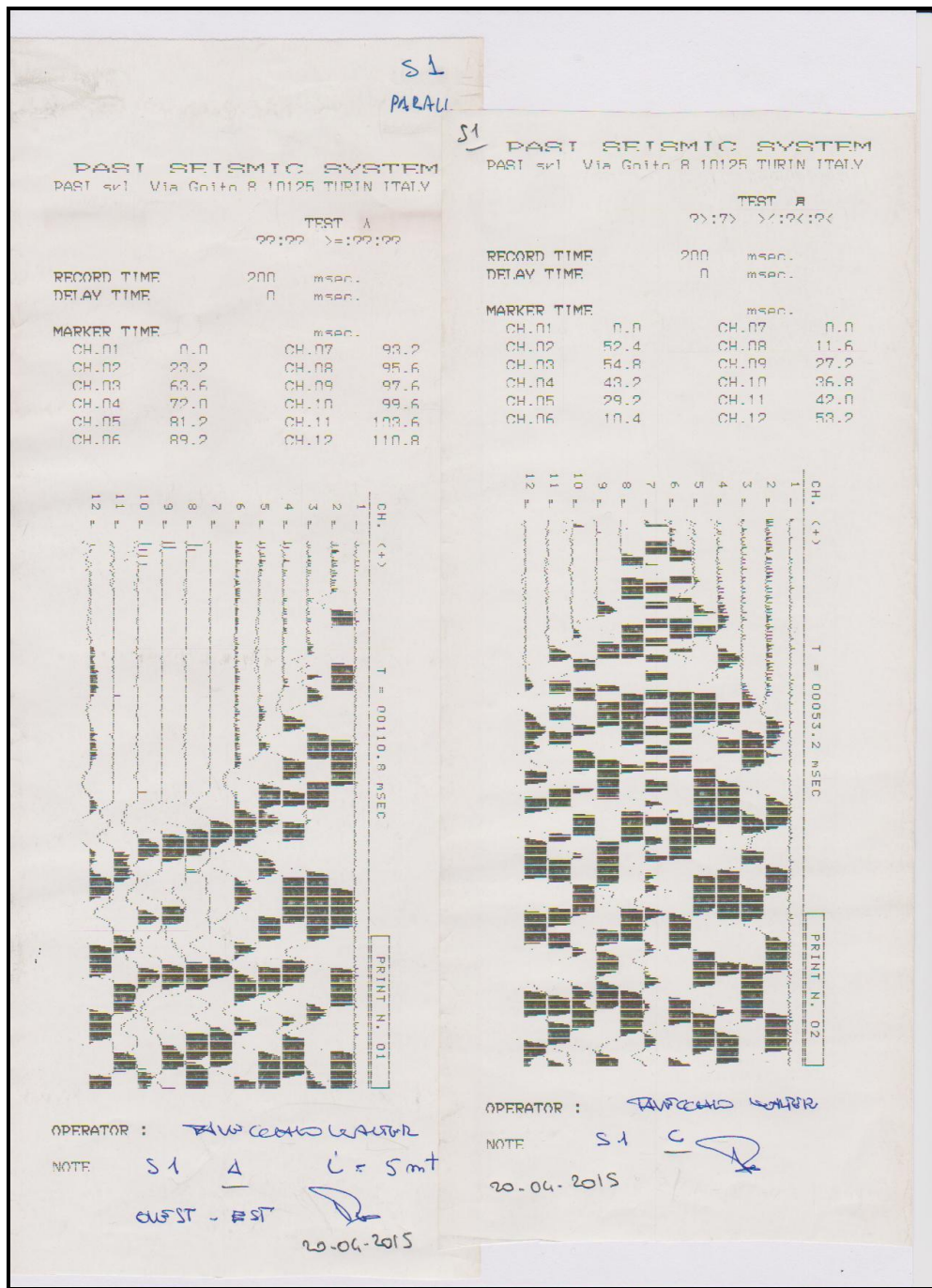
Considerando la geometria presente, l'altezza del pelo libero corrispondente alla portata liquida massima attraverso il ponte risulterebbe pari a 3,42 mt.

Se si aggiunge un franco idraulico pari al 20 % si raggiunge un'altezza del pelo libero pari a 4,10 mt., compatibile con la luce del ponte che è pari a 4,5mt.

8.2 VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO

In riferimento alla litologia, alla geometria dei livelli del sottosuolo e alle caratteristiche idrologiche dell'acquifero, visto che i pozzi perdenti in progetto hanno una profondità di 3 mt. e il livello piezometrico della prima falda freatica si attesta intorno a - 40 mt. dal p.c., ritengo che possano essere scongiurati i pericoli di contaminazione della falda a causa del cospicuo spessore del materasso alluvionale che separa il pozzo perdente dalla falda e che funge da filtro naturale.

9. CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA



9. CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA

9.1 CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA DI INTERVENTO SECONDO E.C. 7 E 8 E IL D.M. 14/01/2008 – Norme Tecniche per le costruzioni e secondo la legge regionale 12 Ottobre 2015 – n 33 e la D.g.r. 11 Luglio 2014 – n. X/2129

(D.M. 14/01/08) - AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

In seguito all'ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003, erano stati definiti i primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica; sono stati approvati i Criteri per l'individuazione delle zone sismiche (individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone), nonché le connesse Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici, Norme tecniche per progetto sismico dei ponti, Norme tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione a sostegno dei terreni (allegati 1-2-3-4 dell'ordinanza). E' demandato alle regioni il compito di provvedere all'individuazione, formazione e aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche. In prima applicazione le zone sismiche sono individuate sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale".

Le norme tecniche indicano quattro valori di accelerazioni orizzontali (a_g/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico e le norme progettuali e costruttive da applicare e quindi il numero delle zone è fissato a 4. Sono state individuate quattro classi che identificano 4 zone a sismicità decrescente partendo da 1 a 4.

L'area in esame, sita nel territorio comunale di Carimate (CO), non ha subito variazioni e rientra in zona sismica 4.

Riportiamo di seguito la tabella che individua le quattro zone sismiche

	ACCELERAZIONE ORIZZONTALE CON PROBABILITA' DI SUPERAMENTO PARI AL 10% IN 50 ANNI (a _g /g)	ACCELERAZIONE ORIZZONTALE DI ANCORAGGIO DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO (Norme Tecniche) (a _g /g)
Zona 1	>0,25	0,35
Zona 2	0,15÷0,25	0,25
Zona 3	0,05÷0,15	0,15
Zona 4	<0,05	0,05

Di seguito riportiamo i parametri TB, TC, TD che rappresentano i periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

CATEGORIA SUOLO	S	TB	TC	TD
A	1,0	0,15	0,40	2.0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2.0
D	1,35	0,20	0,80	2.0

In considerazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni si ipotizza che la categoria sismica dei terreni di fondazione investigati con prove S.P.T. sia la categoria C (depositi di sabbie e ghiaie molto addensate con spessori di diverse decine di metri).

9.2 CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA DI INTERVENTO secondo la Legge Regionale n° 33 del 12 Ottobre 2015 e la D.g.r 11 Luglio 2014 n° X/2129

9.3 (3.2 D.M. 14/01/08) - AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

Presupponendo un periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R=101$ in anni, nell'area in esame, compresa nel comune di Carimate (Co), Zona sismica 4, con $A_g \max = 0,0509$ per ID 11150

valgono i seguenti valori puntuali :

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito = 0,0279

- F_{\square} valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2,60

- T_c * periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0,20

9.4 (3.2.2 D.M. 14/01/08) CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE - Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Tabella 1 (3.2.II D.M. 14/01/08)– Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	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 $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	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 $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	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 $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 2):

Tabella 2 (3.2.IV D.M. 14/01/08) – Categorie topografiche

(nel nostro caso **categoria T1**)

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 $i > 30^\circ$

9.5 (3.2.3 D.M. 14/01/08) VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

9.5.1 - (3.2.3.2.1 D.M. 14/01/08) Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_s , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_c che modifica il valore del periodo T_c .

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** (ammassi rocciosi affioranti con $v_s > 800$ m/s) i coefficienti S_s e C_c valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T^*_c relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3 (3.2.V D.M. 14/01/08)– Espressioni di S_s e di C_c

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

Amplificazione topografica

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 Tab. 4, in funzione delle categorie topografiche definite in precedenza e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 4 (3.2.VI D.M. 14/01/08)– Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento S_T	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

9.5.2 - (3.2.3.2.2 D.M. 14/01/08)Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Tabella 5 (3.2.VII D.M. 14/01/08)– Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S _s	T _B	T _C	T _D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,00 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati in Tab. 4.

9.5.3 - (3.2.3.2.3 D.M. 14/01/08) Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali S_{De}(T) si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione S_e(T) mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i valori T_E indicati in Tab. 6

Tabella 6 (3.2.VIII D.M. 14/01/08)– Valori dei parametri T_E e T_F

Categoria sottosuolo	T _E [S]	T _F [S]
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Per periodi di vibrazione eccedenti T_E, le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti:

per T_E < T ≤ T_F

$$S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[F_0 \cdot \eta + (1 - F_0 \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right]$$

per T > T_F

$$S_{De}(T) = d_g$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di d_g , definito nel paragrafo successivo.

9.5.4 - (3.2.3.3 D.M. 14/01/08) Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \times a_g \times S \times T_C \times T_D$$

$$v_g = 0,16 \times a_g \times S \times T_C$$

dove a_g , S , T_C , T_D assumono i valori già utilizzati al paragrafo 7.3.1.

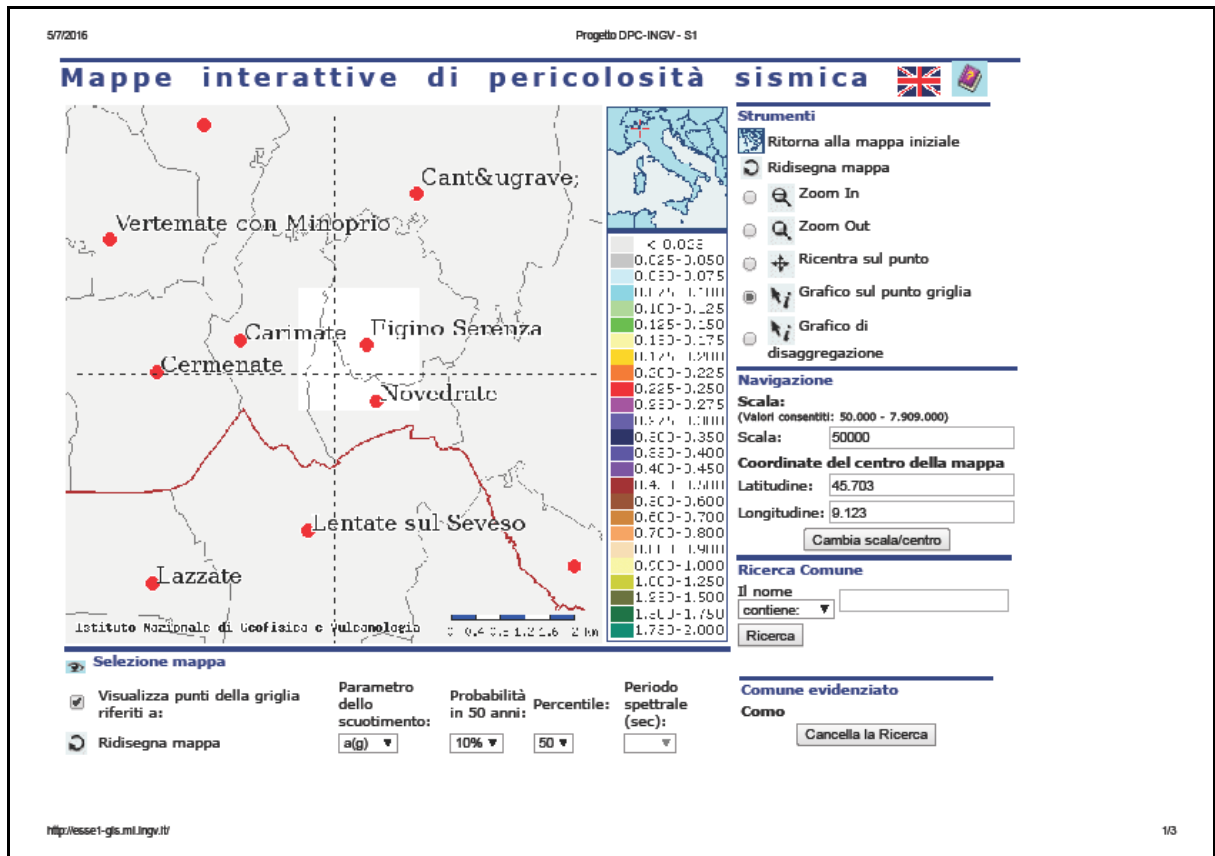
9.5.5 - (3.2.3.4 D.M. 14/01/08) Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata.

9.5.6 - (3.2.3.5 D.M. 14/01/08) Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, **lo spettro di progetto $S_d(T)$** da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule relative allo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura .

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.



10. CONCLUSIONI

Da quanto emerso dallo studio geologico effettuato e da quanto è stato possibile osservare dall'esame dei dati rilevati in sito si può affermare che i terreni alluvionali che interessano l'area di proprietà sono stabili e presumibilmente costituiti, fino alla quota investigata, da una sequenza di tre livelli alluvionali sciolti, con caratteristiche geomeccaniche differenti che migliorano con l'aumentare della profondità.

Il terreno, dal punto di vista stratigrafico, può essere così schematizzato:

1° LIVELLO: terreno coerente/incoerente limo argilloso soffice e/o sciolto

2° LIVELLO: terreno incoerente sabbioso mediamente sciolto

3° LIVELLO: terreno incoerente ghiaio sabbioso medio-compatto

Riporto di seguito la tabella dei carichi ammissibili alle quote di imposta consigliate per i terreni naturali di CATEGORIA SISMICA “ C “ :

Tabella - CARICHI AMMISSIBILI

<i>Profondità di imposta delle fondazioni [metri]</i>	<i>Carico ammissibile Q_{amm} [kg/cm²]</i>
- 2,50 mt. dal p.c.	carico ammissibile 0,95 kg/cm ²
-3,00 mt. Dal p.c.	1,35 Kg/cm ²

Dal punto di vista idraulico, non si segnala la presenza di acqua fino alla quota investigata e i terreni posseggono buone caratteristiche di permeabilità; la 1° falda acquifera è di tipo freatico, soggiace a -40 mt. dal p.c. e possiede valori di permeabilità medi, con una conseguente trasmissività media.

Dalle verifiche idrauliche eseguite sembrerebbe che l'alveo del Fiume Seveso e le opere idrauliche in prossimità dell'area in esame siano in grado di smaltire una portata di massima piena con tempo di ritorno di 100 anni.

Fatto salvo il fatto che per eseguire i calcolo sono state fatte delle semplificazioni in merito alla schematizzazione della sezione dell'alveo e non si è tenuto conto dei possibili effetti del trasporto solido, difficilmente computabili.

In ultima analisi, alla luce di quanto descritto nelle pagine precedenti, visti i carichi ammissibili, i cedimenti attesi, la permeabilità del terreno, ritengo che:

- La pedologia della zona è costituita da depositi superficiali argillosi derivanti dall'alterazione di depositi di origine alluvionale di natura ghiaio-sabbiosa
- Le caratteristiche del suolo superficiale (fino a -3,50 mt. dal p.c.) scarsamente permeabile, garantisce l'isolamento idrogeologico ed il mantenimento dei normali regimi idraulici anche a seguito del nuovo intervento edificatorio
- Non si registrano fenomeni di dissesto in atto, né emergono indicatori di

situazioni favorevoli al dissesto a seguito degli scavi e delle opere necessarie alla realizzazione del nuovo capannone

- Si ritiene che non superando i valori di carico ammissibile stimati in 0,622 kg/cmq a - 1,30 mt. dal p.c. e 1,354 kg/cmq a - 3,50 mt. dal p.c., le condizioni geotecniche dei suoli non possano creare ostacoli all'edificazione, di conseguenza non si avranno squilibri nell'assetto idrogeologico dell'area a lavori ultimati.

- L'idrografia superficiale è caratterizzata dalla presenza del Fiume Seveso a Est, ma la notevole distanza dal livello statico della 1° falda fratica principale garantisce l'assenza di fenomeni significativi di interazione tra le acque sotterranee e il progetto edificatorio

- La valutazione dei criteri di compatibilità ambientale non mostra elementi significativi di interferenza negativa

- Lo smaltimento delle acque meteoriche sarà realizzato con pozzi perdenti posti alla distanza minima di 25 mt. dall'alveo del fiume

Esprimo quindi, alla luce delle verifiche effettuate, parere favorevole alla fattibilità dell'intervento edificatorio poiché, nonostante l'area sia classificata nella Carta di Fattibilità Geologica dello Studio Geologico Comunale in classe 3 b-c "zona con consistenti limitazioni", per la presenza di terreni con caratteristiche geomeccaniche scadenti, e nella carta di Pericolosità Sismica Locale in classe Z4a, nel rispetto dei parametri evidenziati, non ho rilevato particolari problemi di natura Geologica-Geotecnica-Sismica e Idrogeologica che possano intralciare la realizzazione del progetto di ampliamento dell'edificio esistente.

I calcoli per la stima dei valori di portanza delle fondazioni sono stati eseguiti considerando l'assenza di acqua alla quota di imposta delle fondazioni.

Durante la realizzazione degli scavi si raccomanda comunque di verificare la presenza/assenza di acqua alla quota di scavo. Nel caso si dovesse verificare la presenza di una eventuale falda idrica, sul fondo degli scavi sarà necessario predisporre le opportune opere di drenaggio e smaltimento delle acque sotterranee con sistemi tipo well point e/o pozzi drenanti.

In conclusione, visto il progetto per la realizzazione del nuovo piccolo ampliamento di circa 200 mq. del edificio industriale esistente, visti i carichi agenti, la stratigrafia presunta del suolo, l'assenza di acqua, considerati i carichi ammissibili e i cedimenti attesi del terreno,

ritengo che

l'edificazione delle nuove opere possa essere realizzata con fondazioni dirette continue, travi e/o plinti, posizionati ad una quota di imposta di circa -2,50/-3,00 mt. dal p.c., con **carico ammissibile del terreno non superiore a $Q_{amm} = 0,95 \text{ Kg/cmq}$, a - 2,50 mt. dal p.c. e $Q_{amm} = 1,35 \text{ Kg/cmq}$, a -3,00 mt dal p.c.**

Dott. Tavecchio Geol. Walter

