

COMUNE DI COLOGNO MONZESE  
PROVINCIA DI MILANO

INDAGINE GEOLOGICA E GEOTECNICA RELATIVA ALLA REALIZZAZIONE  
DI UN SOPPALCO INTERNO AD UN FABBRICATO ESISTENTE, DI UNA VASCA  
ANTINCENDIO E DI UNA CABINA ELETTRICA (DM 14.01.2008 - D.G.R. n.IX/2616 del 2011)  
**RELAZIONE TECNICA**



COMMITTENTE:  
STEROID S.P.A.  
VIALE SPAGNA, 156  
20093 COLOGNO MONZESE (MI)

*Studio Geologico  
Boninsegni e Laveni Associati  
via Galeno, 17  
20832 Desio (MB)*

APRILE 2016

DR. GEOL. RAFFAELE BONINSEGNI



## INDICE

PREMESSA	4
<i>PARTE PRIMA: RELAZIONE GEOLOGICA</i>	5
1. CARATTERI GENERALI	5
1.1 Inquadramento territoriale	5
1.2 Caratteri geomorfologici e geologici	6
1.3 Struttura idrogeologica	8
1.4 Caratteri litologici	9
1.5 Caratteri geotecnici indicativi	10
1.6 Aspetti di dinamica morfologica	10
2. DEFINIZIONE DELLE UNITA' LITOTECNICHE	11
3. ANDAMENTO DEL FLUSSO IDRICO SOTTERRANEO	13
4. STORIA SISMICA DEL TERRITORIO	14
4.1 Sismicità recente	16
4.2 Verifica sorgenti sismogenetiche	17
5. VINCOLI TERRITORIALI	18
5.1 Vincoli di natura idraulica: reticolo idrografico	18
5.2 Aree di salvaguardia delle captazioni	18
5.3 Pericolosità sismica locale (PSL) – Analisi di I livello	19
6. FATTIBILITÀ GEOLOGICA DELLE AZIONI DI PIANO E NORME TECNICHE DI ATTUAZIONE	20
7. STATO DEI LUOGHI	21
8. ANALISI DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA	22
8.1 Definizione del rischio idraulico alla scala comunale	23
8.2 Stato dei luoghi: intervento previsto e pericolosità idraulica dell'area di intervento	24
8.3 Compatibilità idraulica degli interventi edilizi previsti	26
8.4 Prescrizioni costruttive in ordine alla mitigazione del rischio	26
<i>PARTE SECONDA: RELAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO</i>	28
1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	28
2. MODELLO GEOTECNICO PRELIMINARE DEL SOTTOSUOLO	29
2.1 Campagna di acquisizione dati	29
2.2 Risultati delle prove penetrometriche: stato di addensamento del terreno	29
2.3 Modello geotecnico del sottosuolo	30
3. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO (NTC 2008)	31
3.1 Valutazione della sicurezza dell'opera	31
3.1.1 Vita nominale dell'opera	31
3.1.2 Classe d'uso	32
3.1.3 Coefficiente d'uso	32
3.1.4 Stati Limite, probabilità di superamento e tempi di ritorno per la verifica sismica	32

3.2 Parametri geotecnici utilizzati per l'analisi corrente	33
3.3 Parametri geotecnici di progetto dei terreni in fondazione	43
3.4 Categoria di suolo di fondazione	44
3.5 Azioni sismiche	46
3.6 Liquefacibilità del terreno	50
3.7 Analisi della Resistenza Massima di progetto in condizioni statiche (SLU-SLE)	51
3.8 Resistenza Massima di progetto in condizioni dinamiche (in sisma)	54
CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI IN ORDINE ALLA FASE PROGETTUALE	56

### **ELENCO ALLEGATI**

*Allegato 1* - Ubicazione prove penetrometriche dinamiche

*Allegato 2* - Prove penetrometriche dinamiche: Certificazioni di prova

*Allegato 3* - Modello geologico-tecnico del sottosuolo: sezione geotecnica

## PREMESSA

Il presente studio è volto alla definizione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione in relazione ad un progetto edilizio che nell'ambito di una riorganizzazione produttiva, prevede la realizzazione di un soppalco interno ad un capannone esistente, di una vasca antincendio interrata e di un'annessa cabina elettrica, da realizzarsi presso la sede Steroid S.p.A. di viale Spagna a Cologno Monzese (MI).

Scopo del lavoro è quello di individuare eventuali limiti di carattere geologico-tecnico ed idrogeologico, ovvero fornire al Progettista gli input per la scelta della tipologia fondazionale ed il suo dimensionamento, o verifica nel caso della vasca interrata, in funzione delle caratteristiche litologiche e di addensamento del sottosuolo. Come indicato nella *Parte Prima: Teoria* del D.M. 14 gennaio 2008, entrato in vigore l'1 luglio 2009, lo studio è stato strutturato in:

- una relazione geologica (*PARTE PRIMA*) di inquadramento dell'area di interesse per la verifica della compatibilità dell'intervento nei confronti del rischio idraulico, in quanto ricade entro la perimetrazione delle fasce fluviali del Fiume Lambro (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, Allegato 4 della D.G.R.n.8/7374 e s.m.i.) e nei confronti della fattibilità geologica (art.7.7 delle Disposizioni Comuni del P.G.T.), al fine del rilascio del titolo abilitativo all'edificazione
- una relazione geotecnica o "relazione di progetto" (*PARTE SECONDA*) sviluppata con l'esecuzione di n.3 prove penetrometriche dinamiche (SCPT) con le quali è stato possibile:
  1. ricostruire in via indiretta la litologia dei terreni attraversati
  2. definire i parametri geotecnici del terreno di fondazione indispensabili al calcolo della resistenza ultima ed alla stima dei cedimenti ammissibili
  3. ricostruire il modello geotecnico del sottosuolo ed inquadrare eventuali problematiche idrogeologiche

In riferimento alla circolare n.617 del 2 febbraio 2009, "Istruzione per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14 gennaio 2008", stante la **Zona 3** di pericolosità sismica bassa propria del Comune di Cologno Monzese, per la redazione dello studio geotecnico le verifiche di sicurezza sono state condotte agli stati limite, ovvero con valutazione obbligatoria dello Stato Limite di Vita (SLV), calcolando la Resistenza Massima di Progetto (Rd) allo stato limite di esercizio (SLE).

Il metodo considera un nuovo approccio metodologico nel progetto delle fondazioni introducendo il concetto di interazione "cinematica" ed "inerziale", effettuando tutte le verifiche agli Stati Limite in condizioni statiche e dinamiche, scegliendo preventivamente gli input sismici rappresentativi in presenza di una caratterizzazione geotecnica adeguata.

I calcoli vengono condotti utilizzando le medesime formulazioni proposte da vari autori per il calcolo delle Tensioni Ammissibili (Vesic, Brinch-Hansen, Meyerhof), corrette con coefficienti parziali dei parametri geotecnici (M2).

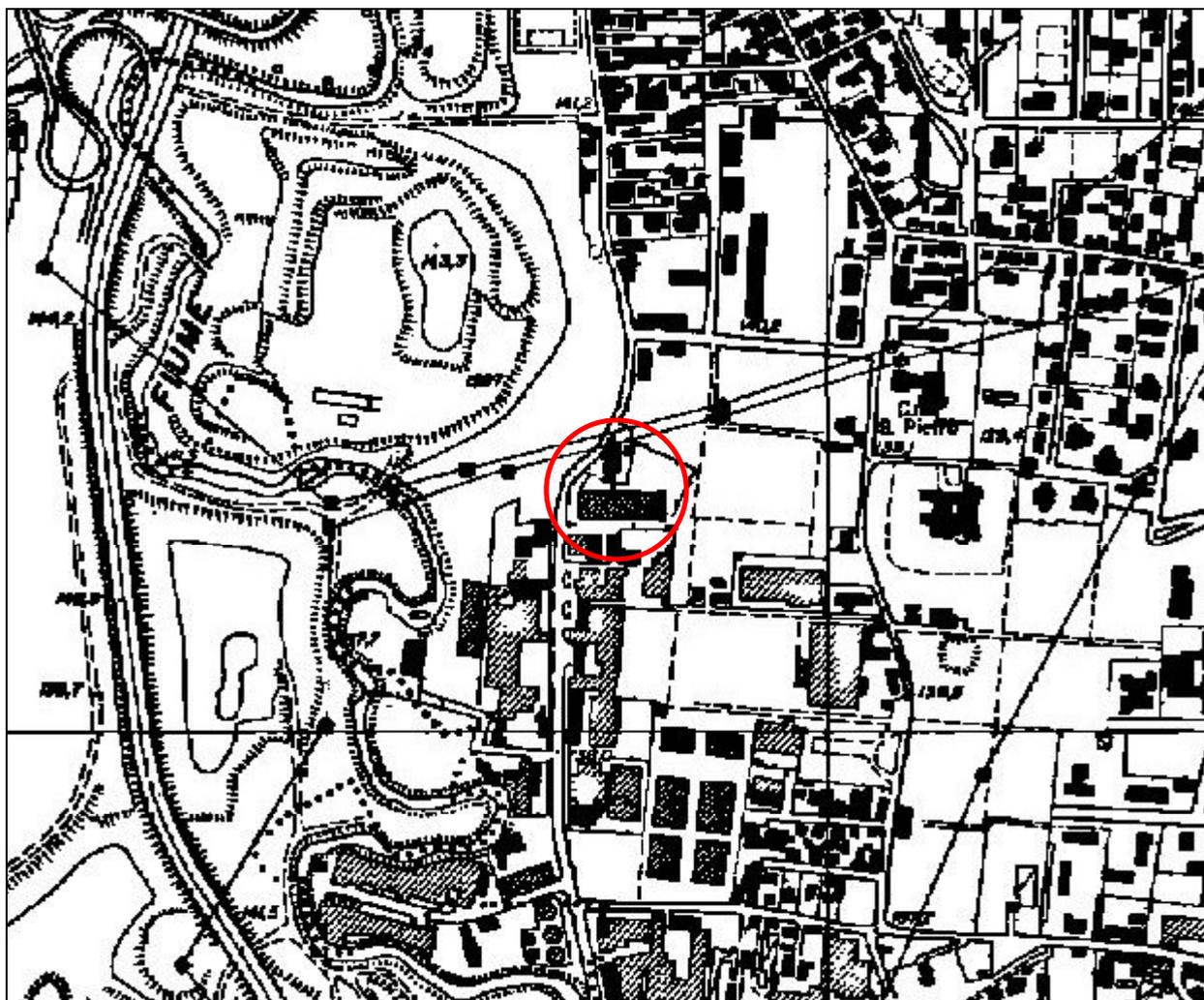
Per la stesura della relazione tecnica è stata effettuata una specifica ricerca bibliografica consultando la "*Definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio del Comune di Cologno Monzese*" [1], a cura di R.E.A. (Agosto 2011).

## PARTE PRIMA: RELAZIONE GEOLOGICA

### 1. CARATTERI GENERALI

#### 1.1 Inquadramento territoriale

L'area investigata si ubica in corrispondenza della porzione settentrionale del territorio comunale, ad una quota di circa 139 m s.l.m. (*Figura 1*).



*Figura 1 – inquadramento territoriale*

La porzione di territorio in esame presenta una morfologia sub-pianeggiante con debole inclinazione verso Sud, derivante dalla deposizione di sedimenti di origine fluviale e alluvionale, strettamente connessa all'azione dei corsi d'acqua fuoriuscenti dalle lingue glaciali presenti in epoca quaternaria.

Il sistema idrografico principale è costituito dal Fiume Lambro, che scorre con direzione Nord-Sud circa 200 m a Ovest del sito in oggetto, e presenta caratteristico andamento sinuoso tipico di morfologie pianeggianti.

Il sistema idrografico secondario è invece rappresentato da alcune rogge e cavi irrigui perlopiù artificiali, derivanti le acque dal Villorosi, ubicato a Nord del comune, e dal Naviglio della Martesana che decorre in senso Ovest-Est circa 2.6 km a Sud dell'area di interesse.

Stante lo sviluppo del tessuto urbano e l'abbandono delle pratiche colturali, il reticolo irriguo risulta attualmente abbandonato e in gran parte modificato.

## **1.2 Caratteri geomorfologici e geologici**

Sotto l'aspetto morfologico l'area di interesse insiste nell'ambito del sistema delle alluvioni terrazzate dei corsi d'acqua principali, ovvero della piana alluvionale recente ed antica del Fiume Lambro, leggermente depressa rispetto al "livello fondamentale della pianura", quest'ultimo identificato dai depositi fluviali recenti di età würmiana, apprezzabile immediatamente ad Est.

Il limite morfologico tra il terrazzo würmiano e la piana alluvionale antica, occupata in epoche remote dalle divagazioni del corso d'acqua, risulta di difficile interpretazione in quanto lo sviluppo del tessuto urbano ha quasi del tutto obliterato i relativi caratteri morfologici.

Per quanto concerne gli aspetti geologici, il sottosuolo nell'intorno del territorio comunale di Cologno Monzese è costituito da depositi continentali olocenico-pleistocenici sino alla profondità di circa 250 m, sovrapposti a sedimenti marini.

I litotipi affioranti sono costituiti dai depositi del Fluviale Würm ("livello fondamentale della pianura") e, lungo una fascia disposta parallelamente al Fiume Lambro, da depositi alluvionali terrazzati ribassati di alcuni metri rispetto al suddetto livello di base, incisi unicamente dall'alveo attuale del corso d'acqua.

Si tratta di terreni in prevalenza grossolani, incoerenti, contraddistinti da una diminuzione progressiva della granulometria verso Sud, in accordo con la diminuzione della capacità di trasporto verso valle dei corsi d'acqua che li hanno generati. Un'ulteriore diminuzione della granulometria si riscontra con la profondità laddove vengono raggiunti terreni più fini appartenenti alle successioni continentali più antiche.

Va tuttavia sottolineato come nell'area di indagine i depositi alluvionali e fluviali, possano risultare preponderanti anche a maggiore profondità laddove, in ragione della elevata energia erosivo-depositiva dei corsi d'acqua fuoriuscenti dalle lingue glaciali, possono avere scavato i sottostanti sedimenti fluviali antichi. La serie dei depositi fluviali giace su un substrato costituito da terreni prevalentemente limoso-argillosi datati Pleistocene inferiore (Villafranchiano), rinvenibile nell'ambito della zona di studio a partire da 85-90 m dal piano campagna.

Con riferimento alla *Figura 2*, stralcio della carta geologica a corredo di **[1]**, di seguito vengono descritti i caratteri distintivi delle unità affioranti in un congruo intorno del settore in esame, da quella più recente alla più antica.



Figura 2 – carta geologica

**1 - Alluvioni Attuali e Recenti** - le Alluvioni Attuali identificano i depositi presenti entro l'alveo; localmente formano piccoli ripiani entro i depositi alluvionali recenti, delimitati da modeste scarpate. Tali depositi rivestono un ruolo fondamentale per la ricarica delle falde idriche sotterranee in quanto, vista l'elevata conducibilità idraulica che nel complesso li contraddistingue, rappresentano settori a maggior grado di infiltrazione nel sottosuolo delle acque.

Le Alluvioni Recenti colmano la piana alluvionale del Fiume Lambro e sono costituite in prevalenza da sedimenti ciottolosi, ghiaiosi e sabbiosi poco o nulla alterati, con matrice sabbioso-limosa, posti su ripiani localizzati lungo il corso d'acqua a quota inferiore rispetto al livello fondamentale della pianura.

**2 - Alluvioni Antiche** – rispetto alle Alluvioni Recenti, sono rinvenibili lungo una fascia più esterna. Si tratta di depositi piuttosto eterogenei in termini di fuso granulometrico in conseguenza delle modalità deposizionali, prevalentemente costituiti da ghiaie sabbiose e sabbie con limo, con orizzonte superficiale di alterazione talora ben apprezzabile, dello spessore di circa 1 m.

L'area di pertinenza dell'intervento insiste su tali terreni, tuttavia al passaggio con i depositi sopra descritti appartenenti alle **Alluvioni Attuali e Recenti**

**3 - Depositi del Würm Auct.** – I termini del Fluviale Würm (*Diluvium recente*) affiorano esternamente all'areale del sistema deposizionale fluviale e sono rinvenibili nel sottosuolo dell'area di indagine sino ad una profondità minima di circa 30 m. Per quanto concerne la litologia sono contraddistinti dalla netta prevalenza di terreni ghiaioso-sabbiosi con alterazione limitata ai primi 1-3 m e suoli poco evoluti di colore bruno.

### 1.3 Struttura idrogeologica

La struttura idrogeologica dell'area, ben conosciuta nei suoi lineamenti fondamentali, è quella tipica dell'alta e media pianura milanese.

Le caratteristiche principali del sottosuolo sono contraddistinte dal progressivo affinamento dei caratteri litologici dei terreni con l'aumento della profondità e dalla presenza a grande scala di tre litozone principali: la prima, superficiale, è formata da terreni a granulometria prevalentemente grossolana, la seconda, individuabile oltre 30-40 m di profondità, da litologie sabbiose predominanti e la terza, al di sotto di 85-90 m di profondità, vede la prevalenza di terreni di natura limoso-argillosa.

Per la ricostruzione della geometria e dei rapporti tra i diversi acquiferi presenti nel sottosuolo dell'area in oggetto, possono essere adottati criteri distintivi basati sull'identificazione di "unità idrogeologiche", cioè da una associazione di litotipi che presentano simile circolazione idrica sotterranea, rapporto di alimentazione-deflusso delle falde e disposizione geometrica rispetto agli altri acquiferi.

Nel complesso l'area appare contraddistinta da una certa eterogeneità geometrico-strutturale in quanto i principali acquiferi non sempre si rinvencono con continuità su tutto il settore.

Dalla più recente alla più antica, si possono individuare le seguenti unità idrogeologiche:

- *unità ghiaioso-sabbiosa* (facies alluvionali e fluviali dell'Olocene-Pleistocene Sup. – Würm Auct.)
- *unità sabbioso-ghiaiosa* (facies fluviali del Pleistocene Medio – Riss-Mindel Auct.)
- *unità a conglomerati e arenarie* (facies fluviali del Pleistocene Inf. – Ceppo Auct.)
- *unità sabbioso-argillosa* (facies continentale e transizionale, Pleistocene Inf.-Villafranchiano Sup. e Medio Auct.)
- *unità argillosa* (facies marina, Pleistocene Inf.-Calabrian Auct.)

Le caratteristiche litologiche e strutturali delle suddette unità sono così descrivibili.

**Unità ghiaioso-sabbiosa** - L'unità è caratterizzata dal prevalere di litotipi grossolani con lenti argillose di limitato spessore ed estensione areale; nella terminologia corrente viene identificata come "primo acquifero" in quanto forma la roccia serbatoio della falda libera del settore milanese. Nell'area in oggetto l'unità ghiaioso-sabbiosa presenta uno spessore di 25-30 m e uno spessore saturo variabile stagionalmente tra 12 e 15 m.

Unità sabbioso-ghiaiosa - Nell'area milanese l'insieme degli acquiferi contenuti in questa unità e nella precedente, viene identificato come "acquifero tradizionale". L'unità sabbioso-ghiaiosa, attribuita al Pleistocene Medio, forma la porzione basale dell'"acquifero tradizionale" ed è identificata sotto l'aspetto idrogeologico come "secondo acquifero". E' costituita da alternanze di depositi sabbioso-ghiaiosi, sabbiosi e limoso-argillosi, con lenti cementate conglomeratiche o arenitiche. Gli acquiferi in essa contenuti sono separati da quello sovrastante da diaframmi scarsamente permeabili costituiti da limi e argille, di spessore localmente prossimo a 10 m e solitamente continui lateralmente, che limitano gli scambi tra la falda libera del primo acquifero e quella contenuta nel secondo acquifero. Per tali motivi le falde veicolate nell'unità sabbioso-ghiaiosa risultano semi-confinata e localmente possono assumere caratteristiche prossime a quelle confinate.

Unità a conglomerati e arenarie - Questa unità è formata da litologie prevalentemente conglomeratiche, con arenarie in subordine, passanti localmente a ghiaie e sabbie. A valle del settore di indagine, l'unità perde la propria connotazione litologica poiché viene sostituita da terreni non cementati sia sabbioso-ghiaiosi sia a minore granulometria, per cui viene di conseguenza accorpata ai terreni soprastanti formando un'unica unità sabbioso-ghiaiosa.

Unità sabbioso-argillosa - Sempre nell'ambito del Pleistocene inferiore, in seguito alla regressione marina, si formarono depositi litorali, lagunari, palustri e alluvionali che individuano un'unità idrogeologica formata in prevalenza da argille e limi di colore grigio e giallo (con frequenti alternanze nella colorazione) con torbe; tale unità forma il substrato della falda tradizionalmente sfruttata. A questi litotipi sono intercalate lenti più o meno estese di sabbie e ghiaie che formano acquiferi con falde confinate, identificati con la denominazione di "terzo acquifero" o "acquiferi profondi". Nell'area in esame il tetto di questa unità si rinviene, ad una profondità di circa 80 m ed è rappresentato da una superficie inclinata verso Sud avente una pendenza pari allo 0.8%.

Unità argillosa - E' formata prevalentemente da argille e limi di colore grigio-azzurro con fossili marini, alle quali sono subordinati livelli sabbiosi, generalmente di modesto spessore. Il tetto di questa unità, attribuita al Pleistocene inf. (Calabriano), nell'area non viene rinvenuta nemmeno dai pozzi più profondi in quanto è localizzato a profondità di circa 250 m.

#### **1.4 Caratteri litologici**

L'area di intervento insiste su depositi di alluvionali/fluviati a carattere sciolto identificati essenzialmente da ghiaie e sabbie con ciottoli eterometrici sub-arrotondati, entro i quali è subordinata la presenza di matrice fine che lega lo scheletro grossolano, di transizione con le alluvioni recenti e antiche del Fiume Lambro.

Una caratteristica peculiare è l'eterogeneità geometrica e tessiturale dei singoli orizzonti e/o livelli, tipica dei terreni di tipo alluvionale/fluviato, in cui la modalità deposizionale dipende dall'estrema variabilità dell'energia della corrente del corso d'acqua da cui traggono origine, con conseguenti caratteri di variabilità locale dello stato di addensamento in senso laterale e verticale.

## 1.5 Caratteri geotecnici indicativi

La definizione dei parametri geotecnici di massima dei terreni nel sottosuolo deriva dal sunto dei dati rilevati in specifiche campagne di indagine e dalla bibliografia in merito:

- depositi alluvionali/fluviali (ghiaia, sabbia e ciottoli con matrice fine subordinata)

$\gamma$  - peso di volume = 1.65-1.85 t/m<sup>3</sup>

$\varphi$  - angolo di attrito = 26-38°

c - coesione non drenata = 0 t/m<sup>2</sup>

In linea di massima si tratta pertanto di terreni aventi requisiti geotecnici da discreti a buoni.

## 1.6 Aspetti di dinamica morfologica

I processi morfo-evolutivi (morfodinamica terrestre) sono essenzialmente connessi a fenomenologie di carattere idraulico che si esplicano con esondazioni del Fiume Lambro e allagamento dei terreni attigui al corso d'acqua e di parte del centro abitato di Cologno Monzese, all'occorrenza di fenomenologie di piena aventi tempo di ritorno non necessariamente elevato.

In genere la tracimazione arginale avviene nelle aree a monte rispetto a quella di indagine, al confine con Brugherio, causa la sussistenza di sezioni d'alveo e quote arginali insufficienti al deflusso, nonché la presenza di attraversamenti con luce libera sottodimensionata.

Pertanto buona parte del territorio comunale è potenzialmente soggetta a rischio idraulico, aspetto che ha portato alla perimetrazione delle fasce di rispetto fluviale e relative Norme di Attuazione da parte dell'Autorità di Bacino del Po (Fasce Fluviali del Piano di Assetto Idrogeologico) e, attraverso un apposito studio idraulico, alla definizione di Classi di Rischio con le quali stabilire gli input per una corretta gestione d'uso del territorio per le trasformazioni urbanistiche.

Relativamente a quest'ultimo aspetto, nel seguente § 8 viene sviluppata l'analisi di verifica della compatibilità nei confronti del rischio idraulico del sito, conformemente alle disposizioni comunali e regionali in materia.

## 2. DEFINIZIONE DELLE UNITA' LITOTECNICHE

Sulla base degli studi condotti dal CNR in collaborazione con la Regione Lombardia ("Determinazione del Rischio Sismico ai fini urbanistici in Lombardia – 1996") sono state definite le seguenti unità litotecniche corrispondenti ad altrettante unità litologiche (nomenclatura Regione Lombardia-CNR), classificazione espressamente richiesta dalla vigente normativa (D.M. 14 gennaio 2008):

1. Depositi alluvionali a grana grossa costituiti da frammenti lapidei arrotondati, dotati di un grado di cementazione da basso a medio dovuto a legame calcitico (**Unità Litotecnica D3/E1**). Si tratta di depositi alluvionali e fluviali sciolti a prevalente tessitura ghiaioso-sabbiosa, con orizzonti più o meno cementati. Sono costituiti da ciottoli e ghiaia di diversa natura immersi in una matrice sabbiosa e sabbioso-limosa incoerente. Presentano una struttura a grosse lenti caratterizzate da diversa granulometria e sono palesi distinti livelli ciottolosi; questa unità litotecnica comprende le unità idrogeologiche *ghiaioso-sabbiosa*, *sabbioso-ghiaiosa* e *a conglomerati e arenarie*, occupa l'alta e la media pianura e possiede un notevole sviluppo in senso Nord-Sud, soprattutto in corrispondenza delle grandi conoidi fluvioglaciali. Il passaggio dai depositi ghiaioso-sabbiosi a quelli prevalentemente sabbiosi si verifica in prossimità del limite Sud del territorio di Milano, assumendo la denominazione di *Unità Litotecnica E1*.

2. Depositi alluvionali a grana medio-fine costituiti da sabbie con intercalazioni sabbioso-ghiaiose o sabbioso-limose (**Unità Litotecnica E2**); si tratta di alluvioni sabbiose e sabbioso ghiaiose con frequenti intercalazioni sabbioso-limose, limose e limoso-argillose. Nel settore in esame l'unità litotecnica è rappresentata dal termine transizionale della sopra descritta *Unità Litotecnica D3*, si sviluppa a partire dal limite tra alta e media pianura milanese sino alla sponda idrografica sinistra del F. Po, costituendo di fatto il primo sottosuolo anche della provincia Pavese e Lodigiana, e corrisponde all'unità idrogeologica *sabbioso-argillosa*.

3. Depositi a grana fine e finissima costituiti da limi argillosi o argille (**Unità Litotecnica F1**). Si tratta di materiali prevalentemente limoso-argillosi, attribuibili all'Unità idrogeologica in facies marina (*unità argillosa* descritta nel § 2) sottostante alla *Unità Litotecnica E2*. Inoltre vengono attribuiti a questa unità litotecnica anche i depositi quaternari di origine glaciale e fluvioglaciale a grana fine (glaciale e fluvioglaciale Mindel-Riss – litologie limose e limoso sabbiose di origine continentale) presenti nei settori dell'alta Brianza e della Brianza centro orientale. In quest'ambito territoriale rappresentano suoli molto profondi evoluti da depositi limosi di origine glaciale e/o lessici, che complessivamente raggiungono uno spessore di diversi metri.

La *Figura 3* riporta lo schema interpretativo della struttura idrogeologica tipica della pianura milanese, ben conosciuta nei suoi lineamenti fondamentali, che sinteticamente richiama le principali suddivisioni e

terminologie introdotte da diversi Autori per descrivere il sottosuolo, unitamente alla classificazione delle unità litotecniche descritta nel presente lavoro.

DENOMINAZIONI UTILIZZATE PER LA DESCRIZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO							UNITÀ LITOTECNICHE
UNITÀ LITOLOGICHE	UNITÀ IDROSTRATIGRAFICHE	UNITÀ STRATIGRAFICHE	ETA'	UNITÀ IDROGEOLOGICHE	ETA'	UNITÀ LITOTECNICHE	
Mazzavisa S. e Martinò B.	Frazioni Ve Pozzi R.	A. G. I. P.		Avanzi M et al.		CNR REGIONE LOMBARDA - 1999	
	FLUVIOGLACIALE WURM AUCT (Diluvium Recentie)	I ACQUIFERO	PLEISTOCENE SUPERIORE	UNITÀ GHIAIOSO-SABBIOSA			
LITOZONA GHIAIOSO-SABBIOSA	FLUVIOGLACIALE RISS-MINDEL AUCT (Diluvium Recentie)	II ACQUIFERO	PLEISTOCENE MEDIO	UNITÀ GHIAIOSO-SABBIOSA-LIMOSA		D 3 / E 1	
	CEPPO AUCT			UNITÀ A CONGLOMERATI E ALENARIE BASALI			
			PLEISTOCENE INFERIORE	UNITÀ SABBIOSO-ARGILLOSA (facies continentali e di transizione)		E 2	
LITOZONA SABBIOSO-ARGILLOSA	VILLAFRANCHIANO	III ACQUIFERO	(CALABRIANO)	UNITÀ ARGILLOSA (facies marina)		F 1	
LITOZONA ARGILLOSA	ACQUIFERI PROFONDI						

SCHEMA STRUTTURALE DEL MODELLO IDROGEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO DELLA PROVINCIA DI MILANO E MONZA E BRIANZA

Figura 3 – definizione delle unità litotecniche

### 3. ANDAMENTO DEL FLUSSO IDRICO SOTTERRANEO

L'analisi piezometrica è stata desunta dalle elaborazioni disponibili della Provincia di Milano (SIF). La piezometria della falda freatica di *Figura 4* si riferisce a misurazioni relative al mese di Settembre 2013 ed è rappresentativa della falda contenuta nell'"*acquifero tradizionale*". L'elaborato illustra le condizioni di massima portata della falda, quindi condizioni di "alto piezometrico" conseguenti al regime irriguo estivo.

Si evidenzia nel territorio di Cologno Monzese una direzione di flusso NordNordEst-SudSudOvest, convergente verso il capoluogo milanese a causa del forte emungimento di acque sotterranee per uso potabile e industriale esercitato presso il medesimo e il suo hinterland. Nell'ambito comunale le quote piezometriche sono comprese tra circa 130 m s.l.m. a Nord, e 115 m s.l.m. a Sud; presso l'area di indagine, in base alla ricostruzione proposta la quota piezometrica è prossima a 123 m s.l.m.. Il gradiente idraulico della falda appare piuttosto omogeneo; nello specifico si osservano valori medi pari allo 0.3%.

La soggiacenza del livello piezometrico nell'ambito del territorio comunale presenta una modesta diminuzione al procedere verso Sud, in quanto si passa da valori di circa 20 m presso il limite settentrionale, a circa 13 m in quello meridionale; all'altezza dell'area di intervento la soggiacenza è di circa 17 m.

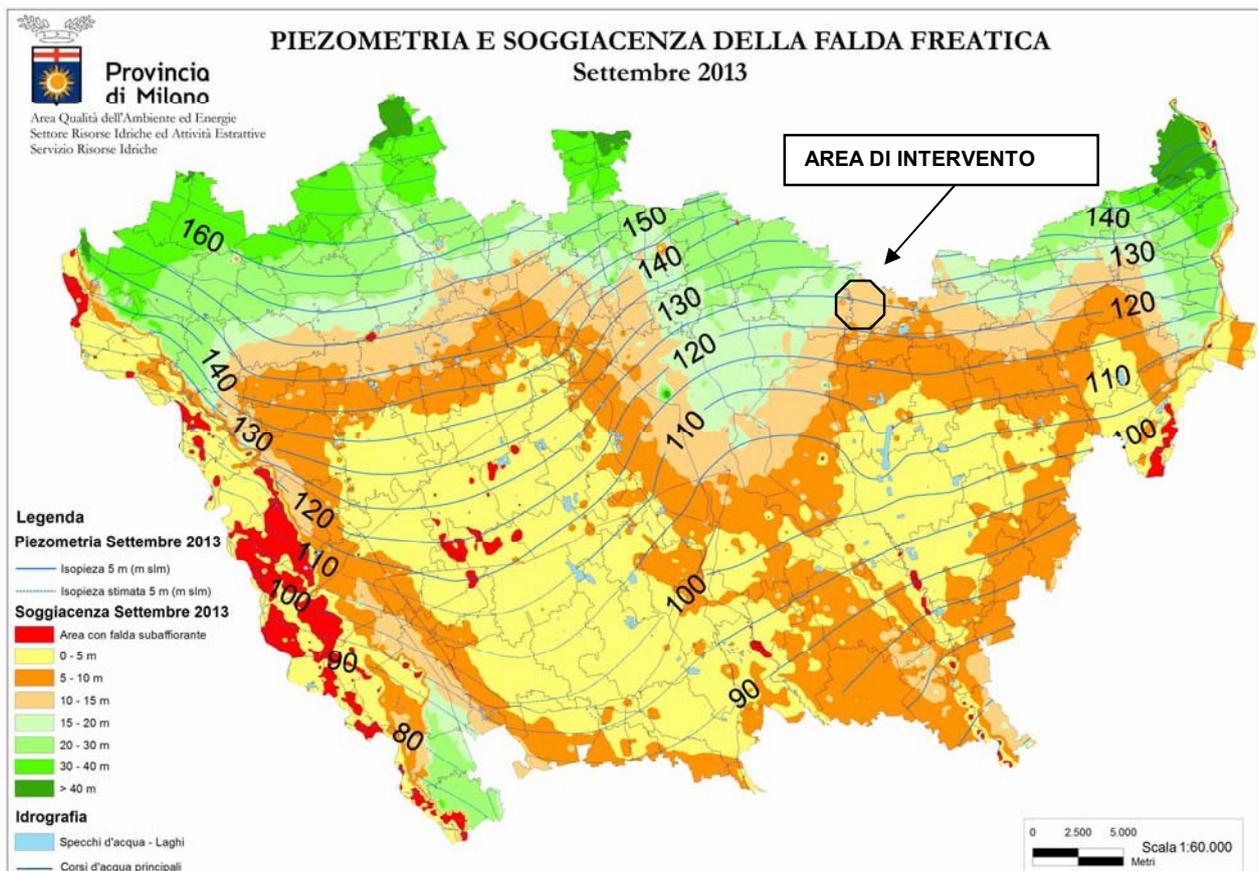


Figura 4 – carta piezometrica

#### 4. STORIA SISMICA DEL TERRITORIO

L'analisi della sismicità, intesa come distribuzione spazio-temporale dei terremoti in una determinata area, costituisce il primo tassello per gli studi di valutazione della pericolosità sismica di base.

Trattandosi di modelli probabilistici, infatti, le caratteristiche sismotettoniche e le modalità di rilascio dell'energia sismica pregressa consentono la messa a punto di modelli previsionali dell'attività sismica attraverso una quantificazione dei livelli di accelerazione attesi.

Nella classificazione definita dai Decreti emessi fino al 1984 (D.M. 05.03.1984) la sismicità è definita attraverso il "grado di sismicità" S; nella proposta di riclassificazione del GdL del 1998 si utilizzano 3 categorie sismiche più una categoria di Comuni Non Classificati (NC) della quale faceva parte il Comune di Cologno Monzese. Nella nuova classificazione 2003 e s.m.i., il grado di sismicità territoriale viene definito mediante quattro zone, numerate da 1 a 4 e Cologno Monzese rientra nella zona 4. Infine, a seguito dell'emanazione della recente D.G.R. 11 luglio 2014 n.X/2129 "*Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia*", il Comune è stato riclassificato con l'attribuzione di una zona sismica 3.

Come deducibile dal *catalogo DBMI11*, database utilizzato per la compilazione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI11) aggiornato al dicembre 2011 (M. Stucchi et al.), nel quale sono riportate le osservazioni macrosismiche relative a diversi comuni italiani e dalla consultazione dei cataloghi sismici redatti dall'Istituto di Geofisica e Vulcanologia per gli studi di pericolosità, risulta la seguente storia sismica locale:

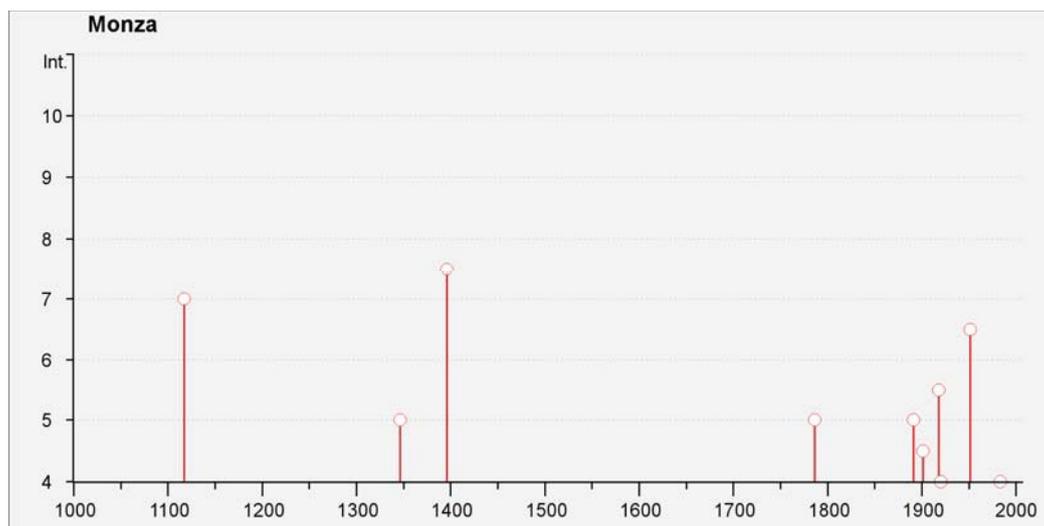
- le osservazioni relative al Comune di Monza archiviano n.24 registrazioni nel periodo a partire dal dodicesimo secolo;
- l'area comunale di Monza è caratterizzata da eventi sismici piuttosto sporadici e di intensità massima rilevata dell'ordine del V-VI grado della scala Mercalli;
- le località epicentrali per gli eventi che hanno prodotto i maggiori risentimenti/danni (osservazioni macrosismiche) provengono sia da settori territoriali appartenenti al comune di Monza, sia da zone territorialmente limitrofe (Lodigiano, Piacenza e zone appenniniche) con eventi maggiormente significativi rilevati in epoca storica;
- risulta chiaramente osservabile un evento sismico di particolare interesse, ovvero il terremoto di Monza, avvenuto il 26 novembre 1396 con intensità epicentrale del VII-VIII grado della scala Mercalli;
- dal catalogo parametrico dei terremoti italiani si rileva attività sismica con epicentro all'interno del territorio comunale di Monza

Le suddette osservazioni sono elencate nel seguente prospetto tratto dall'archivio sismico INGV per la località di Monza e nel relativo grafico illustrativo:

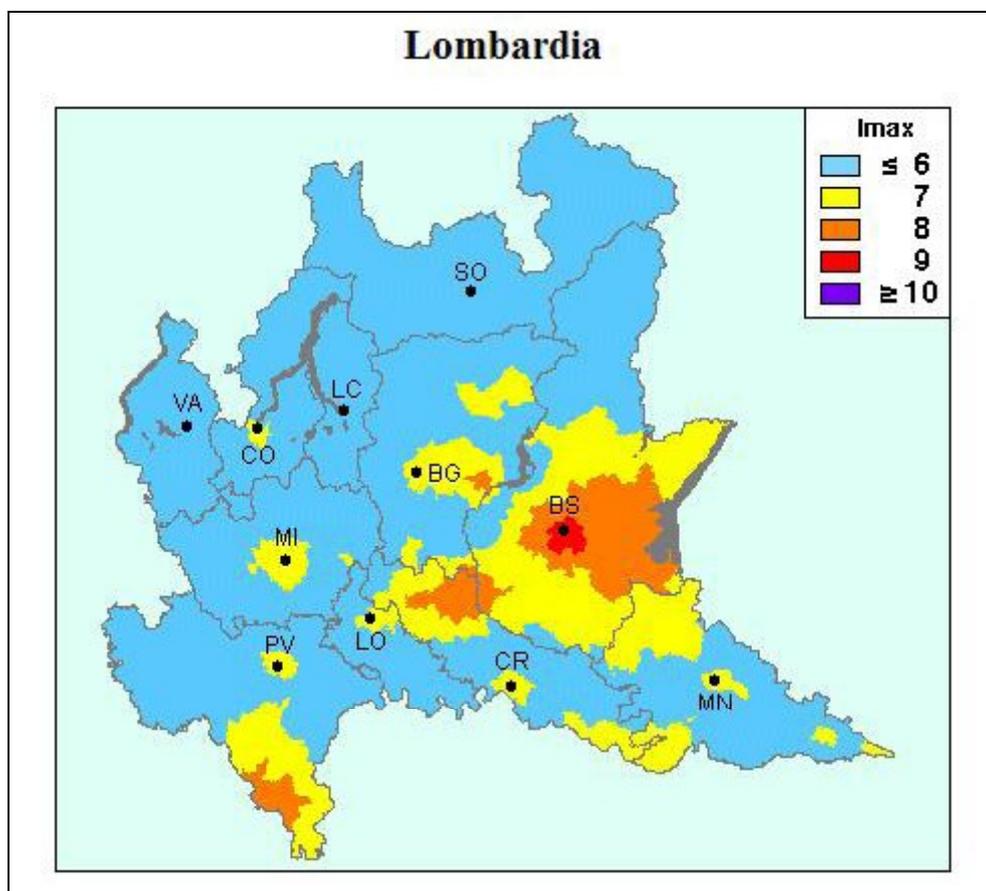
**Seismic history of Monza [45.584, 9.274] - Total number of earthquakes: 24**

Effects	Earthquake occurred							
	Anno	Mese	Giorno	Ora	Area epicentrale	N. oss. macrosismiche	Intensità epicentrale (MCS)	Magnitudo (Mw)
7	1117	01	03	15:15	Veronese	55	9-10	6.69 ±0.20
F	1276	07	29	18:30	Italia settentrionale	10	5	5.12 ±0.36
F	1295	09	03		Churwalden	17	8	6.04 ±0.65
5	1346	02	22	11:00	Ferrara	5	6-7	4.93 ±0.34
7-8	1396	11	26		Monza	2	7-8	5.35 ±0.34
5	1786	04	07	00:25	Pianura Padana	9	6	5.05 ±0.56
3	1873	06	29	03:58	Bellunese	199	9-10	6.32 ±0.11
3-4	1873	09	17		Liguria orientale	67	6-7	5.43 ±0.15
3-4	1884	09	12	07:23	Bassa valle del Serio	34	6	4.85 ±0.35
NF	1885	02	26	20:48	Scandiano	78	6	5.19 ±0.15
3-4	1887	02	23	05:21:50	Liguria occidentale	1516		6.97 ±0.15
2	1889	12	08		Apricena	122	7	5.69 ±0.13
5	1891	06	07	01:06:14	Valle d'Ilasi	403	8-9	5.86 ±0.06
RS	1892	01	05		Garda occidentale.	100	6-7	5.02 ±0.15
2-3	1894	11	27	05:07	Franciacorta	183	6	5.07 ±0.10
3-4	1898	03	04	21:05	Valle del Parma	313	7-8	5.41 ±0.09
4-5	1901	10	30	14:49:58	Salò	190	8	5.70 ±0.10
3-4	1905	04	29	01:46	Alta Savoia	267	7-8	5.63 ±0.09
5-6	1918	01	13	12:00	Milanese	25	4-5	4.80 ±0.21
4	1920	09	07	05:55:40	Garfagnana	756	10	6.48 ±0.09
3	1929	05	11	19:22:48	Bolognese	64		-
6-7	1951	05	15	22:54	Lodigiano	154	6-7	5.39 ±0.14
F	1976	05	06	20:00:12	Friuli	770	9-10	6.46 ±0.09
4	1983	11	09	16:29:52	Parmense	850	6-7	5.06 ±0.09

This file has been downloaded from INGV – DBMI11



Infine, per il dettaglio del Comune di Cologno Monzese, considerando le “Massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani”, valutate a partire dalla banca dati macrosismici del GNDDT e dai dati del Catalogo dei Forti Terremoti in Italia di ING/SGA (D. Molin, M. Stucchi, G. Valensise), dalla *Figura 6* emerge una  $I_{max} = 7$  (scala Mercalli).



*Figura 6 – intensità macrosismica*

#### 4.1 Sismicità recente

A completamento dell'inquadramento sismico, la *Figura 7* illustra la distribuzione della sismicità "recente" dell'area in esame, riportando le localizzazioni epicentrali degli eventi registrati dalla rete Sismica Nazionale nell'intervallo di tempo compreso tra il 1981 ed il 2006 (Catalogo della sismicità italiana C.S. 1.0), che risultano distanti rispetto all'area di pertinenza dell'intervento.

Nello specifico l'evento più vicino registrato è relativo all'area prossima al L. d'Iseo per il quale è stata rilevata una Magnitudo compresa tra 4 e 5 della scala Richter e profondità epicentrale tra 18 e 35 km.

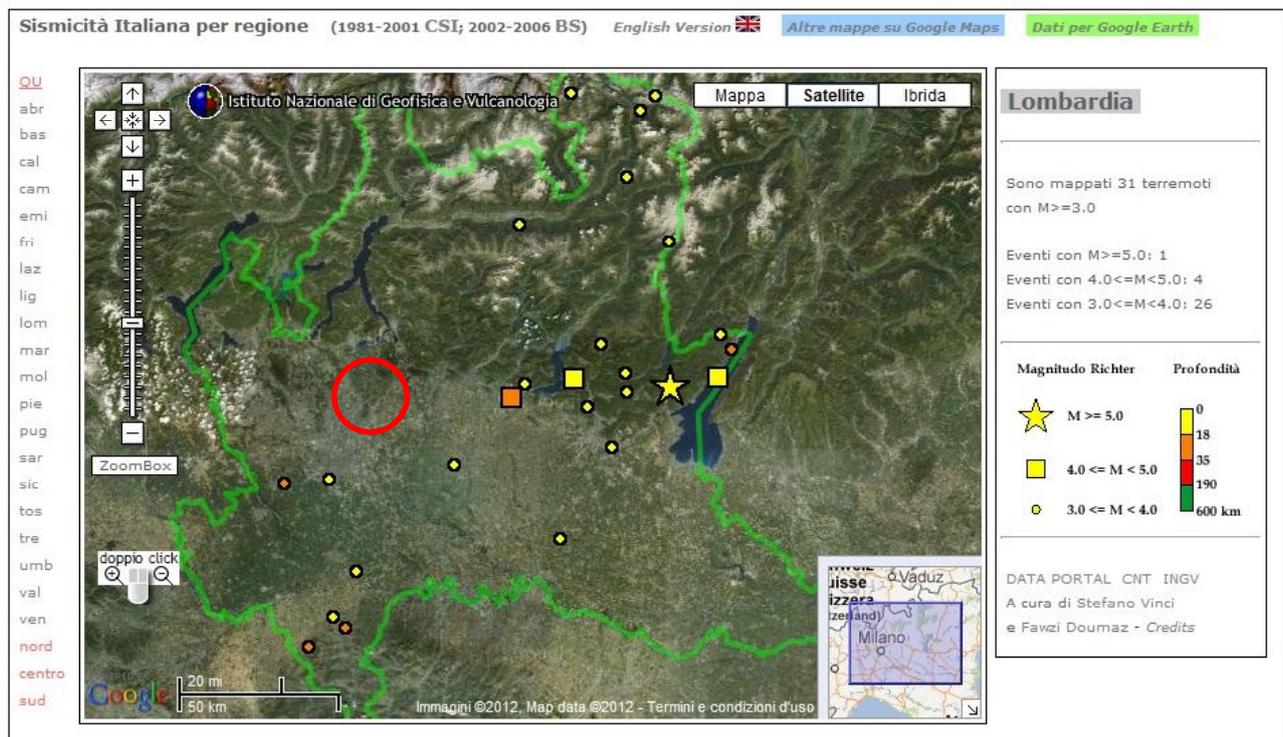


Figura 7 - distribuzione sismicità recente

#### 4.2 Verifica sorgenti sismogenetiche

A conclusione dell'analisi della sismicità, alla luce dei recenti avvenimenti che hanno coinvolto l'Emilia-Romagna, è stato condotto un approfondimento della tematica.

Nello specifico si è verificato se l'area di pertinenza l'intervento sia ricompresa nell'ambito delle cosiddette *Individual or Composite Seismogenic Sources*, ovvero settori individuati per i quali è palese una evoluzione sismica in atto legata a fenomeni neotettonici (sorgenti sismogenetiche).

Dall'analisi del suddetto database a cura dell'INGV, si evince come l'area di interesse sia esterna a dette sorgenti sismogenetiche.

## 5. VINCOLI TERRITORIALI

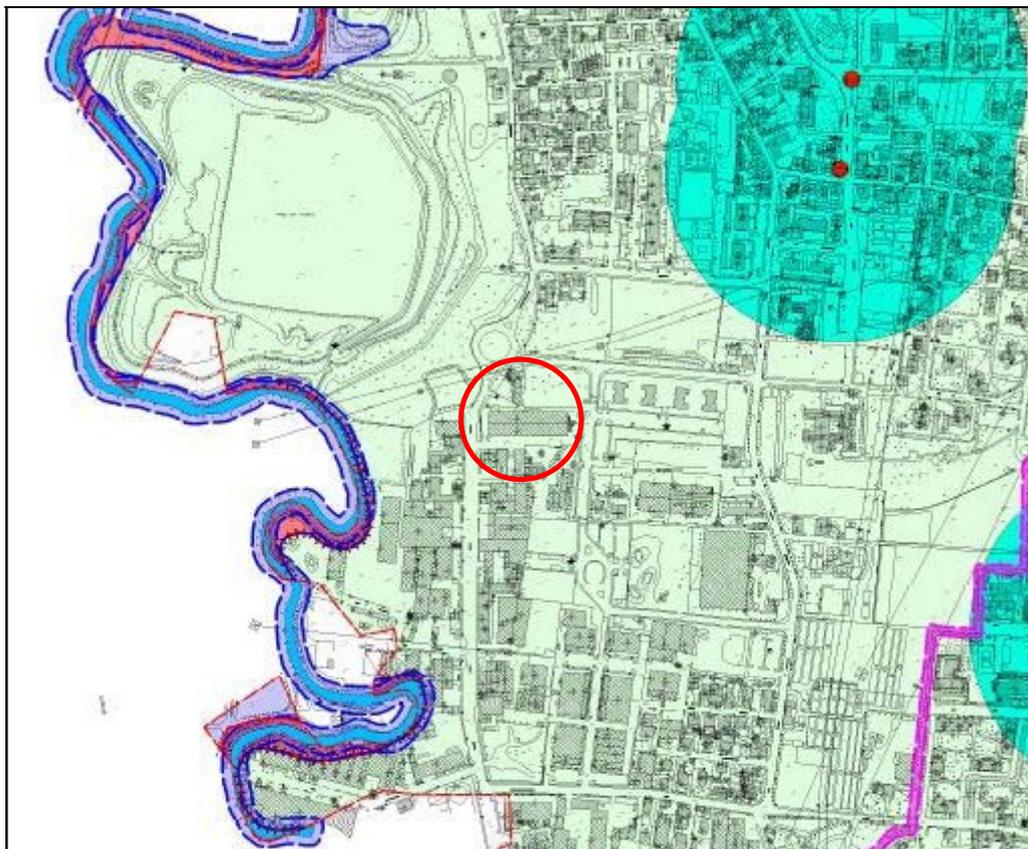
### 5.1 Vincoli di natura idraulica: reticolo idrografico

L'area di intervento è vincolata dalla perimetrazione delle fasce fluviali del Fiume Lambro, definite dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), nello specifico ricade all'interno delle aree sottese dal "limite di progetto tra la fascia B e la fascia C". I territori interessati da detta perimetrazione sono soggetti a vincoli e limitazioni d'uso di carattere territoriale che hanno validità sovraordinata e quindi costituiscono adeguamento dello strumento urbanistico comunale, per le ragioni di difesa del suolo e di tutela idrogeologica perseguite dal Piano stesso.

Come anticipato, nel § 8 a seguire sono illustrate le valutazioni inerenti la compatibilità idraulica delle opere edili in progetto.

### 5.2 Aree di salvaguardia delle captazioni

L'intervento è esterno alla perimetrazione delle Zone di Rispetto delle captazioni idropotabili comunali come illustrato dalla planimetria di *Figura 8*.



*Figura 8 – vincoli territoriali: fasce di rispetto fluviali e zone di salvaguardia dei pozzi idropotabili*

### **5.3 Pericolosità sismica locale (PSL) – Analisi di I livello**

L'analisi sismica ha come prima finalità l'individuazione delle problematiche inerenti l'interazione tra terreno e opere di fondazione-struttura in occasione di un terremoto di riferimento, ad esempio per l'effetto di amplificazioni sismiche.

Alla luce della caratterizzazione geologica del territorio comunale, relativa al dettaglio dell'area di intervento, emerge come quest'ultima appartenga ad uno Scenario *Z4a – zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi* (cfr. Allegato 5 della D.G.R. n.8/7374 e s.m.i.), passibile di effetti di amplificazione litologica e geometrica.

Lo scenario determina l'assegnazione di una Classe di pericolosità H2 e la necessità di approfondimenti di II livello nel caso di realizzazione di edifici strategici e/o rilevanti.

## 6. FATTIBILITÀ GEOLOGICA DELLE AZIONI DI PIANO E NORME TECNICHE DI ATTUAZIONE

L'area di intervento ricade in Classe di fattibilità 2.a.2 (Figura 9) la cui attribuzione soggiace alla sussistenza di problematiche di carattere idraulico (rischio idraulico medio R2), a seguito di fenomeni di esondazione del Fiume Lambro occorrenti a Nord-Ovest rispetto all'area di intervento, con tirante idrico compreso tra 0.3 e 0.6 m definito da apposito studio idraulico, e geotecnico (presenza di terreni di fondazione scadenti).

Le prescrizioni contenute nell'Allegato 4 – Norme per l'edificazione nelle aree comprese nelle Classi di rischio idraulico (Capo III, artt.20-21) che recepisce le N.T.A. ed i criteri ed indirizzi dell'Allegato 4 della D.G.R.n.8/7374 e s.m.i., stabiliscono la necessità di una verifica di compatibilità idraulica, attività espletata a seguire nel § 8, ed individuano misure di mitigazione del rischio e/o accorgimenti costruttivi specifici per le nuove edificazioni.

Alla luce delle disposizioni imposte dalle Norme Tecniche Comunali sono da eseguirsi approfondimenti geologico-tecnici preliminarmente all'edificazione ai sensi del D.M. 14.01.2008.

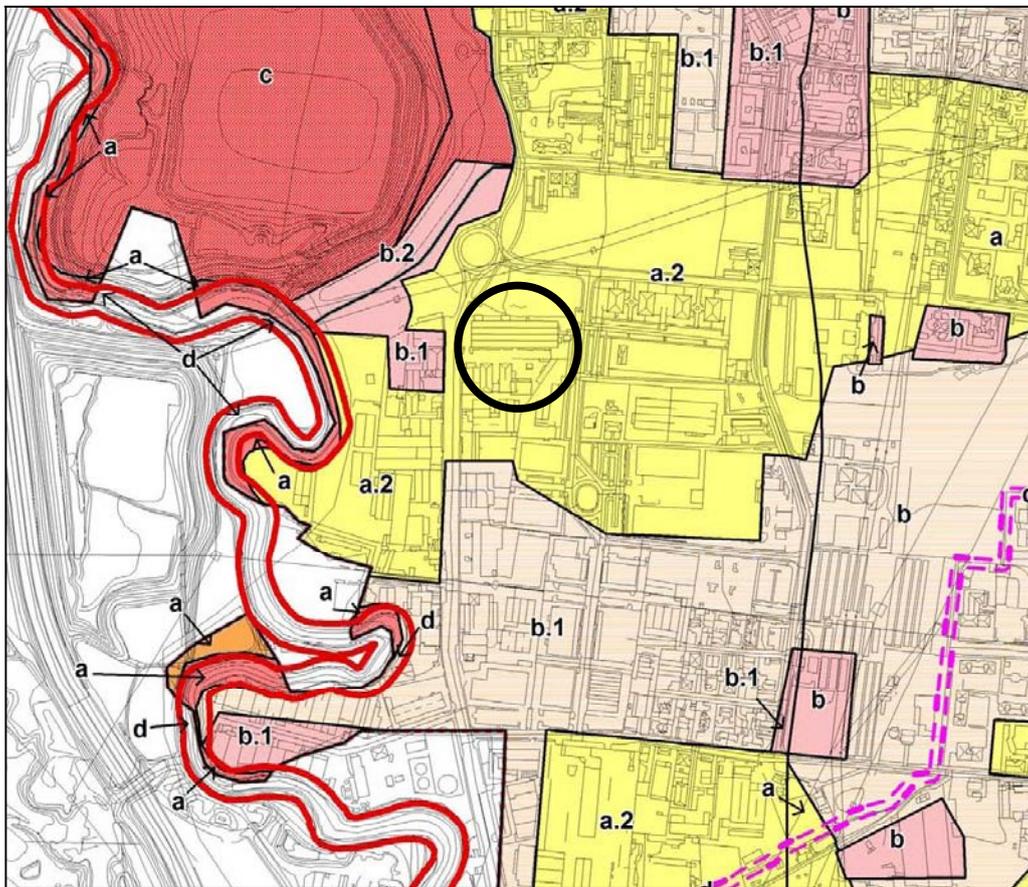


Figura 9 – carta di fattibilità geologica

## 7. STATO DEI LUOGHI

La caratterizzazione territoriale per lo stretto intorno della pertinenza ha fornito i seguenti elementi:

Morfologia: sub-pianeggiante

Litologie: prevalentemente incoerenti, sabbie e ghiaie, con presumibili intercalazioni a livello locale di depositi sabbioso-limosi o presenza di matrice fine

Idrologia di superficie: reticolo idrografico rappresentato dal Fiume Lambro che scorre circa 200 m ad Ovest.

Idrogeologia: assenza di scaturigini, fontanili ecc nell'intorno; falda freatica con soggiacenza di circa 17 m dal p.c.

Geotecnica: struttura caratterizzata da parametri geotecnici in linea generale scadenti entro il primo sottosuolo interessato dalla posa delle fondazioni e in linea generale da discreti a buoni a partire da una profondità di 4-5 m dal p.c.; alla scala locale si riscontrano comunque differenze granulometriche che possono influenzare lo stato di addensamento.

In ragione delle particolari modalità di sedimentazione legate alla variabilità dell'energia deposizionale propria delle pertinenze fluviali e della zona di transizione su cui insistono gli interventi in progetto, è palese l'eterogeneità dei caratteri litologici, tessiturali e geometrici del deposito

Processi morfodinamici: non si segnalano fenomenologie in tal senso

Idraulica: l'area è potenzialmente soggetta a problematiche idrauliche per fenomeni di esondazione del Fiume Lambro, con tracimazione arginale che avviene nelle aree a monte. All'altezza del sito di intervento afferrirebbero volumi idrici con bassa velocità della corrente e altezze idriche comprese tra 0.3 e 0.6 m

Vincoli territoriali, idraulici, ambientali: il sito di intervento è esterno alla perimetrazione delle zone di rispetto delle captazioni (D.Lgs 152/06).

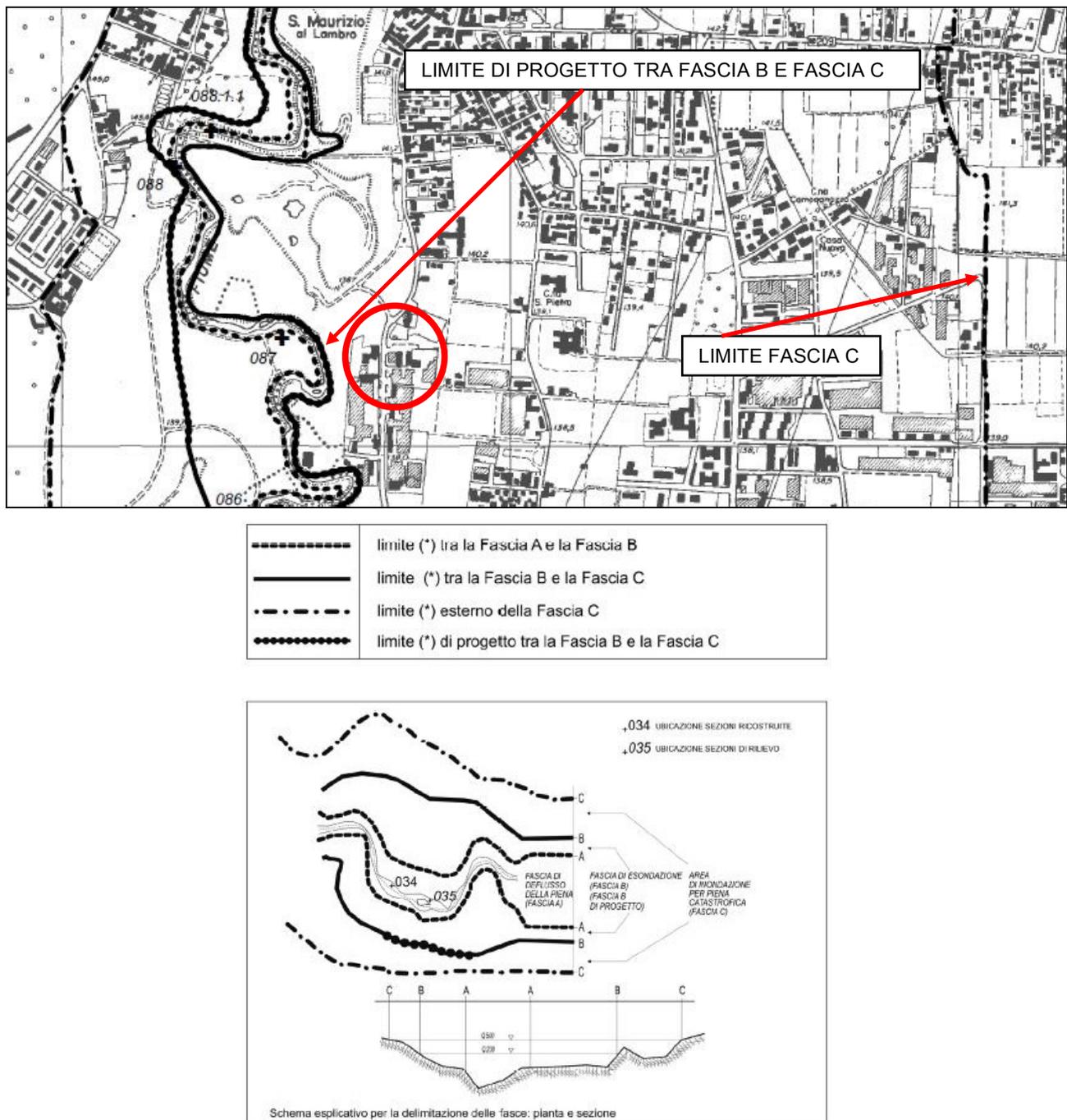
In relazione alle fasce di rispetto fluviali insiste in area è sottesa dal "limite di progetto tra la fascia B e la fascia C" del P.A.I..

Emerge pertanto come le problematiche di sito riguardino gli aspetti di vulnerabilità idraulica conseguenti a fenomeni di esondazione del Fiume Lambro. In riferimento a quest'ultimo aspetto derivano vincoli di difesa del suolo stabiliti dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, che disciplinano gli interventi urbanistici in funzione del tipo di fenomeno causa di pericolosità.

Secondariamente, si hanno modeste limitazioni in ordine alla corretta progettazione stante l'eterogeneità dei requisiti geotecnici dei terreni, nella fattispecie la possibilità di rinvenire scarsi caratteri di addensamento dei terreni alla scala locale, con conseguente necessità di indagini pre-progettuali in sito atte alla verifica di eventuali discontinuità dei caratteri geotecnici e alla definizione dei caratteri di esercizio specifici delle opere di fondazione, della tipologia ottimale e della stima dell'entità dei cedimenti in relazione alla sollecitazione limite.

## 8. ANALISI DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

Il territorio comunale di Cologno Monzese è interessato dalla perimetrazione delle fasce fluviali definite in "Variante al P.A.I. approvata con D.P.C.M. del 10.12.2004", il cui sviluppo è illustrato in *Figura 10*.



*Figura 10 - Fasce fluviali del P.A.I.*

Si evince come l'area di interesse sia sottesa dal "limite di progetto tra la fascia B e la fascia C"; nel dettaglio, presso il Fiume Lambro la Fascia A (fascia di deflusso della piena) coincide con la Fascia B (fascia di esondazione), ed entrambe identificano il "limite di progetto tra la fascia B e la fascia C".

### 8.1 Definizione del rischio idraulico alla scala comunale

Sulla base di uno studio idraulico implementato secondo i criteri fissati all'Allegato 4 della D.G.R. 8/7374 del 28 maggio 2008 e s.m.i., sono state definite le aree esondabili nei territori della Fascia C ed in quelli classificati come Fascia A e B interni ai centri edificati, nonché valutate le condizioni di rischio in modo da poter indirizzare ad un uso del suolo compatibile in relazione agli obiettivi di sicurezza idraulica.

Alla luce della valutazione del rischio idraulico nelle aree esondabili individuate, vengono fornite indicazioni circa gli eventuali accorgimenti mitigativi da intraprendersi, per cui il Comune è in grado di definire gli usi compatibili con le condizioni di pericolosità accertate.

In sintesi, una volta ricostruita la scala delle portate del Fiume Lambro (piena di riferimento  $T_r = 200$  anni) e definite le aree esondabili, di estensione talora rilevante, con l'applicazione delle procedure proposte dalla Regione Lombardia per la definizione delle condizioni di rischio, è stata quantificata la velocità della corrente e il tirante idrico (altezza di piena), in modo da proporre una zonazione del territorio comunale in 4 classi di pericolosità idraulica, definite nel modo seguente:

Pericolosità idraulica	Moderata	Media	Elevata	Molto elevata
	<i>P1</i>	<i>P2</i>	<i>P3</i>	<i>P4</i>
Tirante idrico (h)	<0.3 m	0.3 m < h < 0.6 m	0.6 m < h < 1.0 m	<1.0 m

La zonazione del rischio idraulico deriva dall'incrocio tra il fattore pericolosità intrinseca delle aree esondabili e le classi degli elementi esposti a rischio (vulnerabilità), che successivamente alla valutazione degli aspetti economici in gioco, consente in ultima analisi di stimare il danno atteso (rischio).

Da tale valutazione scaturiscono in conclusione i differenti livelli di rischio idraulico illustrati nel seguente prospetto e, sulla scorta dell'applicazione dei criteri di cui all'Allegato 4 della DGR n.8/7374 e s.m.i., gli indirizzi normativi che disciplinano gli interventi di nuova edificazione e/o di modificazione delle destinazioni d'uso, in termini di attività vietate, consentite previo accorgimenti costruttivi di mitigazione del rischio, o compatibili con la natura del rischio stesso.

<b>Classi di rischio idraulico</b>	<b>Definizioni</b>	<b>Compatibilità d'uso</b>
<b>R1</b>	<b>Moderato</b> - sono possibili danni sociali ed economici marginali	<i>I parametri velocità del flusso e del tirante idrico sono assai contenuti per cui qualsiasi proposta di modificazione d'uso del suolo può ragionevolmente ritenersi compatibile</i>
<b>R2</b>	<b>Medio</b> - sono possibili danni minori agli edifici e alle infrastrutture che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e lo svolgimento delle attività socio-economiche	<i>Gli interventi di trasformazione ricadenti in questa classe sono da ritenersi fattibili a condizione che si attuino adeguate misure e/o accorgimenti mitigativi del rischio necessari a rendere compatibili le previsioni urbanistiche con la situazione in essere; dovranno essere adottati accorgimenti costruttivi che impediscano danni a beni e strutture e/o che consentano la facile ed immediata evacuazione dell'area inondabile da parte di persone e beni mobili</i>
<b>R3</b>	<b>Elevato</b> - sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi e l'interruzione delle attività socio-economiche, danni al patrimonio culturale	<i>Queste aree si devono ritenere pericolose e incompatibili con ogni tipologia insediativa (inedificabilità assoluta), anche prevedendo misure mitigative del rischio.</i>
<b>R4</b>	<b>Molto elevato</b> - sono possibili perdite di vite umane, lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici e alle infrastrutture, danni al patrimonio culturale	

## 8.2 Stato dei luoghi: intervento previsto e pericolosità idraulica dell'area di intervento

Il progetto visionato prevede la realizzazione di:

- un soppalco interno ad una porzione di capannone esistente, che occuperà solo la porzione che si affaccia sul lato Nord, di superficie complessiva pari a circa 280 m<sup>2</sup>
- una vasca antincendio interrata ubicata presso l'attuale parcheggio di capacità 80 m<sup>3</sup>
- una cabina elettrica con annesso vano pompe interrato di superficie prossima a 25 m<sup>2</sup>

In considerazione delle risultanze dello studio idraulico e della conseguente zonazione del rischio, emerge come l'area di prevista edificazione ricada in Classe R2 (*Figura 11*); si tratta di aree inondabili nelle quali si ritengono possibili danni minori agli edifici e alle infrastrutture che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e lo svolgimento delle attività socio-economiche.

Le suddette classi vengono individuate a seguito della quantificazione di un tirante idrico rispettivamente inferiore a 0.3 m e compreso tra 0.3 e 0.6 m.

Dal modello idraulico teorico, sviluppato con il conforto delle evidenze della piena del novembre del 2002 e dagli eventi più recenti, è verosimile ritenere che l'assetto plano-altimetrico e la conformazione del tessuto urbanizzato, ovvero la disposizione delle direttrici stradali principali e gli allineamenti delle strutture edilizie, sono fattori in grado di controllare la propagazione dei volumi di deflusso tracimati, anche in termini di velocità della corrente ed altezza del battente idrico.

Facendo riferimento al sito di intervento, sempre in ordine alle conclusioni del modello idraulico si può affermare che il flusso idrico ad essa afferente si deve alla tracimazione arginale del Fiume Lambro in corrispondenza del ponte di via San Maurizio (Comune di Brugherio) al confine con Cologno Monzese, per fenomeni di rigurgito connessi al sottodimensionamento della luce del ponte medesimo, e presso l'ansa immediatamente a valle, con successivo convogliamento dei volumi tracimati verso Sud lungo via Garibaldi, sino a pervenire seguendo il declivio naturale ai settori pertinenti viale Spagna.

Tuttavia l'area di proprietà, come da riferimento verbale reperito, non sembra essere stata interessata da esondazioni anche se rialzata di soli +0.3 m rispetto alla quota di viale Spagna, direttrice di deflusso preferenziale.

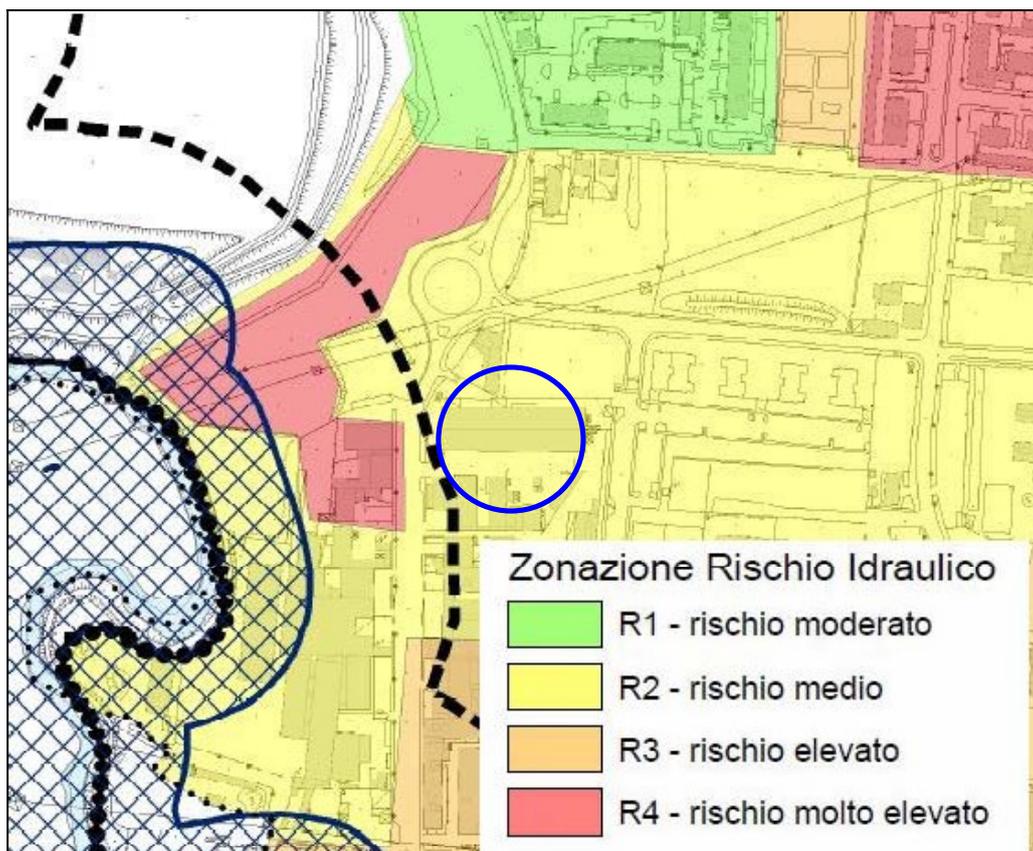


Figura 11 – azzonamento classi di rischio idraulico

### 8.3 Compatibilità idraulica degli interventi edilizi previsti

Ai sensi dell'Allegato 4 della D.G.R. n.8/7374 e s.m.i., fatta salva la necessità di intraprendere eventuali misure di mitigazione, la compatibilità idraulica dell'intervento urbanistico previsto (Proposta di Piano di Recupero), deve essere valutata individuando il rischio al quale possono essere soggetti gli interventi in progetto, essenzialmente attraverso la verifica che:

1) l'occupazione del suolo non ponga ostacolo al libero deflusso delle acque limitando in modo significativo la capacità di invaso dell'area esondabile: come anticipato, il soppalco sarà interno ad un fabbricato esistente e la vasca sarà interrata per cui non verrà sottratto alcun spazio disponibile al deflusso, tantomeno modificata la relativa direzione e/o i profili di piena, ed amplificate le condizioni di rischio per eventuali altri insediamenti o infrastrutture esistenti.

Riguardo alla cabina elettrica, l'irrisoria superficie occupata e la sua posizione a valle dell'edificio esistente disposto tra l'altro trasversalmente alla direzione Nord-Sud delle aliquote di piena tracimate, implicano effetti del tutto irrilevanti in ordine alla sottrazione di aree al deflusso

2) l'insediamento previsto in area inondabile sia compatibile con lo stato di rischio: a tal proposito, sulla base dello Studio Idraulico recepito in Variante parziale nelle Norme Tecniche di attuazione del P.G.T., l'area di pertinenza dell'intervento ricade in classe R2 (rischio idraulico medio) per la quale viene calcolato un tirante idrico compreso tra 0.3 e 0.6 m.

Attese le considerazioni di cui al punto 1 circa caratteristiche e tipologia di interventi edilizi in progetto, emerge la compatibilità dell'intervento in ordine alla trasformazione dei luoghi, fatta salva l'adozione di misure mitigative e/o accorgimenti costruttivi specifici (cfr. § 8.4).

### 8.4 Prescrizioni costruttive in ordine alla mitigazione del rischio

Accertata la compatibilità degli interventi che costituiscono il progetto edilizio sotto l'aspetto della componente fisico-ambientale, la loro fattibilità deve sottostare all'adozione di prescrizioni e/o accorgimenti da adottare a livello progettuale, riguardo anche all'utilizzo di materiali e tecnologie costruttive.

Viene di seguito proposta una valutazione compiuta verificando la conformità degli aspetti costruttivi previsti dal progetto visionato per la classe di rischio idraulico R2, facendo riferimento all'Allegato 4 – Norme per l'edificazione nelle aree comprese nelle Classi di rischio idraulico (Capo III, artt.20-21) che recepisce le N.T.A. ed i criteri ed indirizzi dell'Allegato 4 della D.G.R.n.8/7374 e s.m.i., e stabilisce le seguenti attività vietate per dette classi:

#### Classe di Rischio R2

a) *la realizzazione di piani interrati superiori a tre a qualsiasi uso adibiti;*

*b) la realizzazione di locali con permanenza di persone nei piani interrati*

Alla luce del progetto visionato, è palese la sua conformità nei confronti dei suddetti vincoli.

In merito alle quote del tirante idrico massimo atteso della piena di riferimento per la classe di rischio R2 di +0.6 m rispetto alla quota del piano campagna, si rimarca come l'area di pertinenza degli interventi sia comunque già rialzata +0.3 m rispetto alla quota di viale Spagna.

Sono peraltro preventivate misure di mitigazione del rischio attraverso la predisposizione di chiusure con panconi/paratie amovibili delle aperture sull'edificio esistente, che verranno installate anche a quelle della cabina elettrica, già rialzata di +0.2 m rispetto all'area a cortile (+0.5 m rispetto a viale Spagna).

Per quest'ultima è impossibile una maggiore sopraelevazione della quota di accesso per motivazioni logistico-funzionali e per garantire le normali operazioni di manutenzione.

Relativamente agli aspetti esecutivi, sono da scongiurarsi fenomeni di erosione e scalzamento, di sovrappressioni interstiziali e/o sottoppressione idraulica stante il contesto idrogeologico in essere ed i principi costruttivi e progettuali.

Alla luce di quanto esposto, nulla è ostativo alla realizzazione del progetto edilizio visionato in area ricadente in classe R2 di rischio idraulico.

## PARTE SECONDA: RELAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO

### 1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Come anticipato alla *PARTE PRIMA* - § 8.2, le opere edili constano nella realizzazione di un soppalco interno ad una porzione di capannone esistente, ad impegnare una superficie di circa 280 m<sup>2</sup>, di una vasca antincendio interrata ubicata presso l'attuale parcheggio di capacità 80 m<sup>3</sup> ed di una cabina elettrica in monoblocco prefabbricato, con annesso vano pompe interrato a -3.5 m, di superficie prossima a 25 m<sup>2</sup>.

Dimensionamento e quota di imposta saranno oggetto di verifica geotecnica alla luce del modello geotecnico ricostruito con le prove in sito e delle verifiche in condizioni statiche e dinamiche condotte agli stati limite.

In riferimento ai paragrafi 2.4.1 e 2.4.2 delle NTC 2008 l'opera in progetto risulta appartenere (vedi schema allegato):

**costruzione - tipo 2**      ⇒ *opere ordinarie*

**classe d'uso - II**        ⇒ *costruzione con normale affollamento, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali*

The image shows a screenshot of a software interface with two main sections: "Vita nominale (2.4.1)" and "Classi d'uso (2.4.2)".

**Vita nominale (2.4.1)**

- Opere provvisorie - Opere provvisoriale - Strutture in fase costruttiva
- Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale
- Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica

**Classi d'uso (2.4.2)**

- Classe I - Costruzioni con presenza solo occasionale, edifici agricoli
- Classe II - Costruzioni con normale affollamento, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Ponti, opere infrastrutturali e viarie non ricadenti in classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III - Costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali e viarie non ricadenti in classe d'uso IV, Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV - Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Reti viarie di tipo A o B (D.M. 5 novembre 2001, n. 6792 e di tipo C non appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

## **2. MODELLO GEOTECNICO PRELIMINARE DEL SOTTOSUOLO**

### **2.1 Campagna di acquisizione dati**

La definizione dello stato di addensamento dei terreni entro il cosiddetto “spessore di interesse geotecnico” è stata effettuata attraverso l'esecuzione di n.3 prove penetrometriche dinamiche SCPT ubicate secondo la disposizione concordata con la Committenza (*Allegato 1*). In relazione agli aspetti logistici e alla presenza di sottoservizi, la prova P1 è stata posizionata presso il sedime di prevista posa della vasca di accumulo (parcheggio esterno), mentre le prove P2 e P3 di caratterizzazione del soppalco interno sono state ubicate in sua corrispondenza all'esterno del capannone sul lato Nord.

Per la caratterizzazione della cabina di trasformazione, vista la portata assai modesta dell'intervento, sono stati utilizzati per interpolazione i dati desunti dalle prove effettuate.

In ragione delle finalità da perseguire, le prove sono state spinte sino a raggiungere il rifiuto strumentale all'infissione avvenuto ad una profondità di 6 m, congrua in relazione alla quota superficiale di prevista posa delle fondazioni e alla dissipazione del bulbo di pressione con la profondità.

La strumentazione utilizzata per le prove penetrometriche dinamiche appartiene alla categoria di standard internazionale DPSH (Dynamic Probing Super Heavy), con le specifiche tecniche indicate in *Allegato 2*.

### **2.2 Risultati delle prove penetrometriche: stato di addensamento del terreno**

Le prove penetrometriche SCPT hanno evidenziato l'attraversamento di terreni incoerenti a litologia prevalentemente sabbiosa e sabbioso-ghiaiosa-ciottolosa più in profondità, contraddistinti da una certa eterogeneità dello stato di addensamento del terreno lungo la verticale in conseguenza della variabilità dei caratteri litologici. Sono stati rinvenuti terreni nel complesso da poco/moderatamente addensati ad addensati, per i quali si apprezzano frequenti variazioni del numero di colpi rispetto al valore medio, anche relativamente al singolo passo di lettura (30 cm).

In senso laterale si assiste invece ad una discreta omogeneità litologica e geometrica degli orizzonti di terreno individuati entro lo spessore investigato.

La caratterizzazione litologica è stata determinata in via indiretta sulla base della modalità di approfondimento delle aste e dei rivestimenti e, direttamente, dal riscontro del materiale presente sulla batteria di perforazione all'estrazione.

In riferimento agli aspetti idrogeologici, all'atto dell'esecuzione delle prove il terreno è risultato drenato sino alla massima profondità raggiunta.

Di seguito viene proposta una sintetica descrizione dei risultati ottenuti, mentre a corredo delle presenti note, per ciascuna prova si allegano le certificazioni ufficiali (*Allegato 2*).

### 2.3 Modello geotecnico del sottosuolo

Per ottenere una visione d'assieme delle caratteristiche litostratigrafiche di massima e geotecniche del sottosuolo presso l'area di indagine, si è provveduto alla stesura di una sezione geotecnica attraverso la comparazione dei diagrammi penetrometrici (*Allegato 3*).

Il numero di colpi riscontrato in prova e la conseguente determinazione dello stato di addensamento del terreno in profondità, hanno permesso di definire i parametri geotecnici indicati nel successivo § 3, indispensabili per il calcolo della Resistenza Massima di Progetto (Rd).

Di seguito viene indicata la ricostruzione del modello preliminare del sottosuolo, identificando i terreni sotto l'aspetto litologico con la classificazione dei terreni prevista dall'USCS (Unified Soil Classification System):

Terreni grossolani trattenuto al #200 > 50%	Ghiaie	passante #200 <5%	GW	Ghiaie ben pulite e ben gradate
			GP	Ghiaie ben pulite ben selezionate
		passante #200 >12%	GM	Ghiaie limose
		GC	Ghiaie argillose	
	Sabbie	passante #200 <5%	SW	Sabbie ben pulite e ben gradate
			SP	Sabbie ben pulite ben selezionate
passante #200 >12%		SM	Sabbie limose	
		SC	Sabbie argillose	
Terreni fini passante al #200 > 50%	Argille con W<50 limi con W>50	Sotto retta A e zona tratteggiata diagramma di plasticità<5%	OL	Limi organici e argille limose
			ML	Limi inorganici, limi argillosi
		Sopra la retta A del diagramma di plasticità	CL	Argille inorganiche a bassa plasticità
		Sotto la retta A del diagramma di plasticità	OH	Argille organiche di media alta plasticità
			MH	Limi inorganici
	CH	Argille inorganiche ad alta plasticità		
terre fortemente organiche			Pt	torbe ed altre terre fortemente organiche

*Classificazione del terreno USCS (Unified Soil Classification System)*

- *orizzonte S* – riscontrato unicamente in corrispondenza della prova P1 (parcheggio) identifica la porzione superficiale di terreno di sottofondo stradale e/o del parcheggio, rinvenibile sino a circa 1.5 m di profondità, costituita da termini sabbioso-ghiaioso-ciottolosi (*GP*), moderatamente addensati (Nc medio = 20). La sua caratterizzazione è ininfluenza ai fini progettuali;
- *orizzonte 1* – si tratta di litologie sabbiose e sabbioso-limose (*SM*), risultate da poco addensate (Nc medio = 8) a moderatamente addensate (Nc medio = 13), rinvenibili sino a 4.5 m circa;
- *orizzonte 2* – è rappresentato da litologie ghiaioso-sabbiose con ciottoli (*GW*) da addensate a molto addensate (Nc medio  $\geq$  50), riscontrate a partire dalla suddetta quota di circa 4.5 m, entro cui si sono arrestate tutte le prove causa il raggiungimento del rifiuto strumentale all'infissione.

### 3. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO (NTC 2008)

Le correlazioni ed i calcoli proposti nel seguito, condotti ai sensi delle recenti NTC 2008 con lo scopo di definire la Resistenza Massima di Progetto, sono stati sviluppati con l'ausilio di un software modulare per l'interpretazione di prove geotecniche in sito (*modulo prove SCPT ver. 3.1*) e del programma di calcolo per fondazioni in appoggio diretto (*Fondir ver.8.0*), in accordo con la nuova normativa.

Nel particolare sono stati inquadrati i seguenti aspetti tecnici:

- 1) valutazione della sicurezza dell'opera
- 2) definizione dei parametri geotecnici di progetto dei terreni di fondazione attraverso le procedure stabilite dal D.M. 14 gennaio 2008
- 3) definizione della categoria di suolo di fondazione e liquefacibilità del terreno
- 4) definizione delle azioni sismiche
- 5) calcolo della Resistenza Massima di Progetto (SLU-SLE) in condizioni statiche
- 6) calcolo della Resistenza Massima di Progetto (SLU-SLE) in condizioni dinamiche

#### 3.1 Valutazione della sicurezza dell'opera

##### 3.1.1 Vita nominale dell'opera

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella illustrata nello schema sottostante, da riportarsi nei documenti di progetto. Si sottolinea che le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Nel caso specifico, in presenza di una costruzione di tipo 2 (cfr. *PARTE SECONDA* - § 1) la vita nominale dell'opera risulta  $V_N = 50$  anni.

TIPO DI COSTRUZIONE	Vita nominale $V_N$ (anni)
1 Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensione o di importanza strategica	$\geq 100$

### 3.1.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in 4 Classi d'uso (corrispondenti alle Classi di Importanza dell'Eurocodice 8), definite dallo schema di cui alla *PARTE SECONDA*, § 1, nel quale si specifica come la costruzione in oggetto appartenga ad una Classe d'uso = II.

### 3.1.3 Coefficiente d'uso

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  ( $V_R = V_N \times C_U$ ). Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nel sottostante schema. Ne consegue pertanto, come nel caso in oggetto, essendo  $C_U = 1$ , la vita o periodo di riferimento dell'opera sia  $V_R = 50$  anni.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0

### 3.1.4 Stati Limite, probabilità di superamento e tempi di ritorno per la verifica sismica

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite (ultimi e di esercizio), sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo elementi strutturali, non strutturali ed impianti. Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC). Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono lo Stato limite di Operatività (SLO) e lo Stato Limite di Danno (SLD).

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono le seguenti:

SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
81%	63%	10%	5%

Di conseguenza, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , il Tempo di ritorno è dato da  $[V_R/\ln(1-P_{VR})]$  (anni), da cui:

SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
30	50	475	975

### 3.2 Parametri geotecnici utilizzati per l'analisi corrente

Come premesso, con le NTC 2008 le verifiche per l'analisi geotecnica-strutturale vanno effettuate agli Stati Limite Ultimi. Gli Stati Limite Ultimi delle fondazioni si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la fondazione stessa (STR).

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi, per il D.M. 14 gennaio 2008 può essere utilizzato l'**Approccio 1** o l'**Approccio 2**.

La scelta dell'Approccio di calcolo è comunque vincolata alla zona sismica caratteristica di sito. Nel caso specifico, è stato utilizzato l'**Approccio 1**, considerando le due combinazioni previste: combinazione 1 e combinazione 2. Nel dettaglio la combinazione 1 è generalmente dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale (STR), mentre la combinazione 2 risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico (GEO).

Il significato dei Set o Gruppi di coefficienti delle varie combinazioni (A + M + R) è il seguente:

A = coefficiente di amplificazione dei carichi

M = coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici

R = coefficienti di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento, etc)

#### **APPROCCIO 1**

Combinazione 1 (A1 + M1 + R1)

Combinazione 2 (A2 + M2 + R2)

**Generalità dell'Approccio 1** - Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni.

L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate.

Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

Nella Combinazione 2 (A2+M2+R2), i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R2.

Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione.

I parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione entro il cosiddetto “spessore di interesse geotecnico” sono stati ricavati a partire dallo stato di addensamento del terreno desunto dal numero di colpi riscontrato in prova e dalla schematizzazione litologica conseguente (§ 2.3), attraverso l'applicazione di opportuni algoritmi di calcolo su base statistica.

Preliminarmente è necessario correlare i valori di resistenza  $N_{SCPT}$  riscontrati in prova ai valori  $N_{SPT}$ , applicando la costante di trasformazione caratteristica dell'apparecchiatura utilizzata, nel caso il penetrometro Super Pesante tipo Meardi (norme AGI), secondo la seguente formulazione:

$$N_{SPT} = 1.13 \cdot N_{SCPT}$$

Poiché è prassi comune interpretare le prove dinamiche sulla base dei valori  $N_{SPT}$  normalizzati, si è proceduto a convertire i valori da  $N$  a  $N_{60}$  in funzione dell'efficienza dell'energia trasferita dal maglio (restituzione dell'energia sviluppata standardizzata al 60%), secondo la:

$$N_{60} = N \cdot C_E$$

dove

$N$  = numero dei colpi misurato nella prova

$C_E = E_{Rm}/60$ , fattore correttivo per il rapporto di energia

$E_{Rm}$  = rendimento del sistema di battitura secondo la norma ASTM D4633-86.

Infine il valore di  $N_{60}$  così ottenuto va normalizzato per la pressione litostatica efficace, al fine di poter comparare prove eseguite a profondità diverse, utilizzando la:

$$N_{1(60)} = C_N \cdot N_{60}$$

dove  $C_N$  è un coefficiente (Liao & Whitman, 1986) che prende il valore (esprimendo la tensione litostatica efficace  $\sigma'_v$  in kPa):

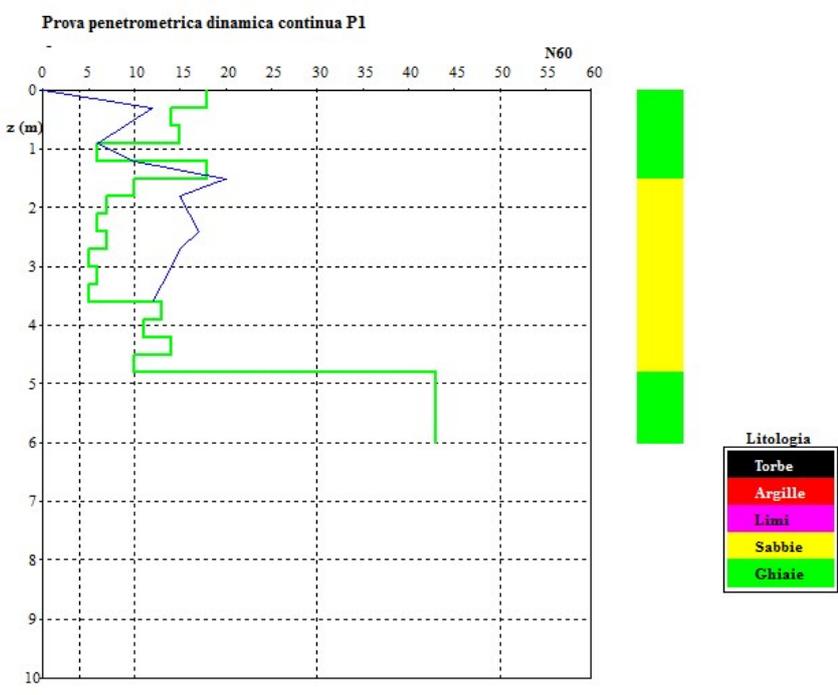
$$C_N = \sqrt{\frac{98,1}{\sigma'_v}}$$

L'angolo di attrito del terreno è stato calcolato applicando la seguente relazione di Hatanaka & Uchida (1996):

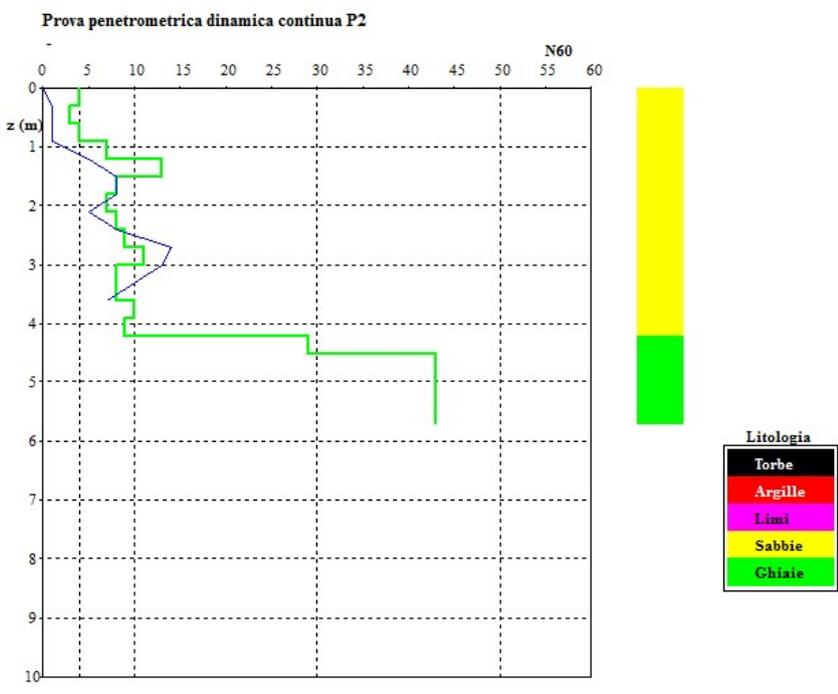
$$\phi = 20 + \sqrt{15,4 N_{1(60)}}$$

**DIAGRAMMA DI AVANZAMENTO E LITOLOGIA INDICATIVA (da USCS)**

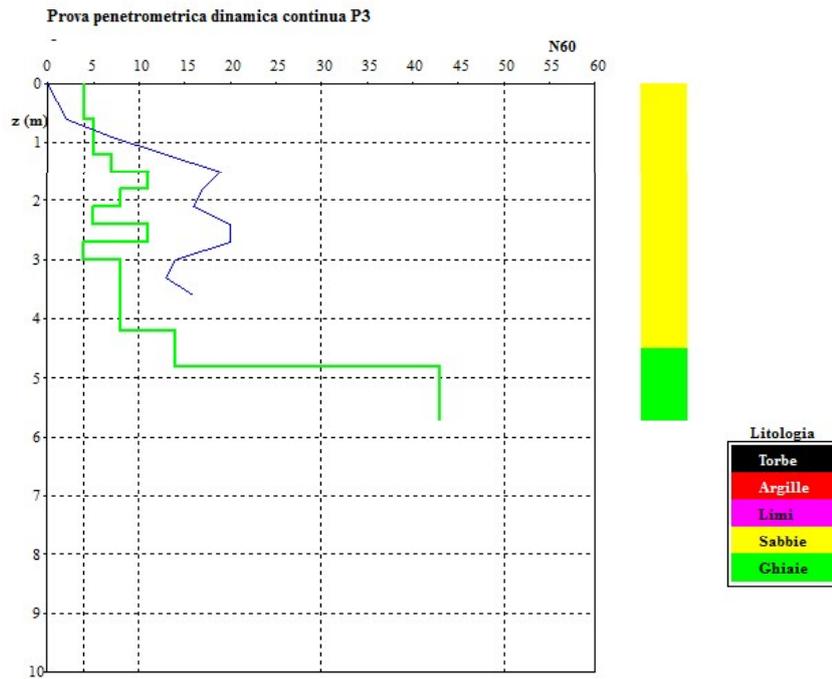
*Prova penetrometrica dinamica P1 - parcheggio (caratterizzazione vasca antincendio)*



*Prova penetrometrica dinamica P2 – lato Nord capannone (caratterizzazione soppalco)*



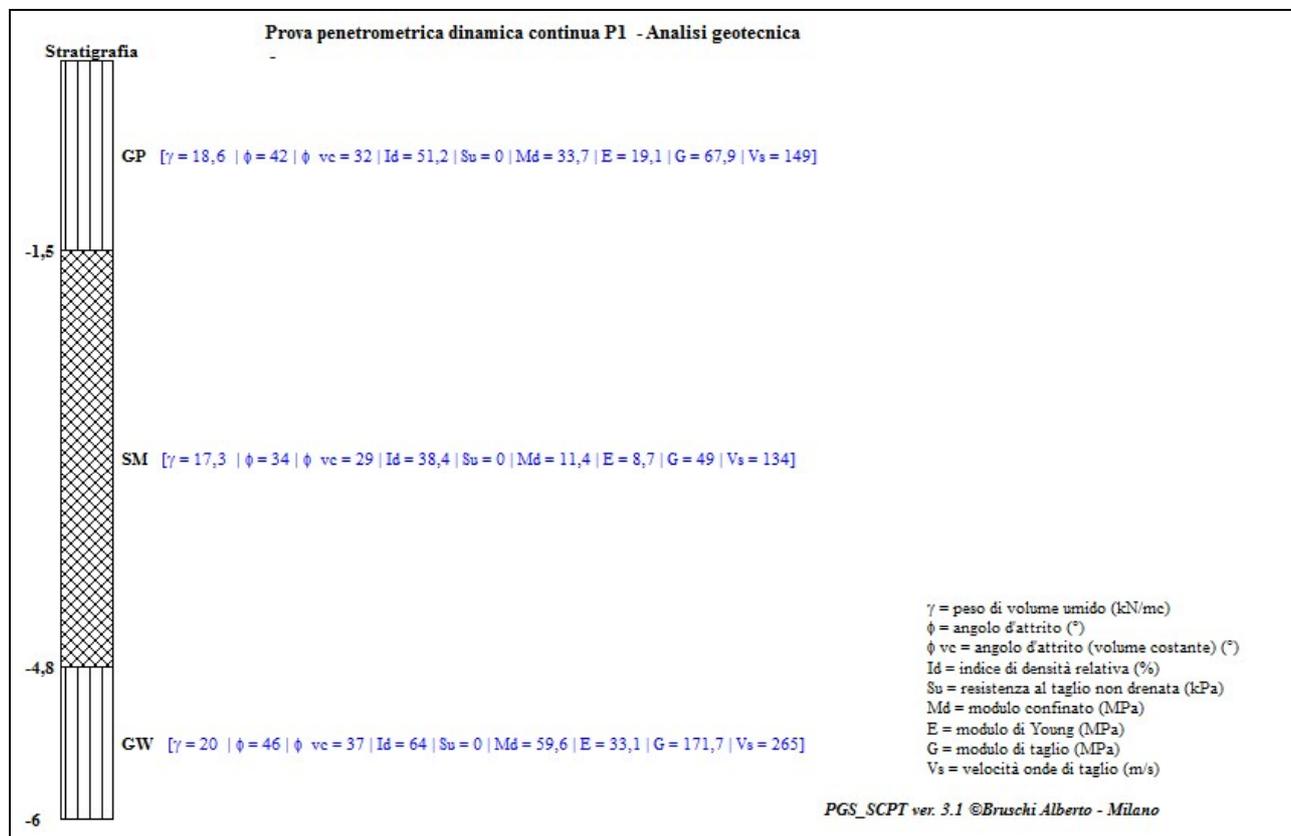
**Prova penetrometrica dinamica P3 – lato Nord capannone (caratterizzazione soppalco)**



## PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

**Approccio 1 - Combinazione 1 [A1+M1+R1] - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1) = 1.0**

*Prova penetrometrica dinamica P1 – parcheggio (caratterizzazione vasca antincendio)*



Strato	Classificazione USCS	z	N <sub>60</sub>	$\gamma$	$\phi$	$\phi_{vc}$	c	Md	Id	Vs	CF
S	GP	1,5	28	18,6	42,0	32,0	0,0	33,7	51,2	149	0
1	SM	4,8	11	17,3	34,0	29,0	0,0	11,4	38,4	134	20
2	GW	6	42	20,0	46,0	37,0	0,0	59,6	64,0	265	0

z = profondità dal p.c. (m)

N<sub>60</sub> = numero dei colpi SPT standardizzato

$\gamma$  = peso di volume (kN/m<sup>3</sup>)

$\phi$  = angolo d'attrito di picco (°); Hatanaka & Uchida (1996)

c = coesione (kPa)

$\phi_{vc}$  = angolo d'attrito a volume costante (°)

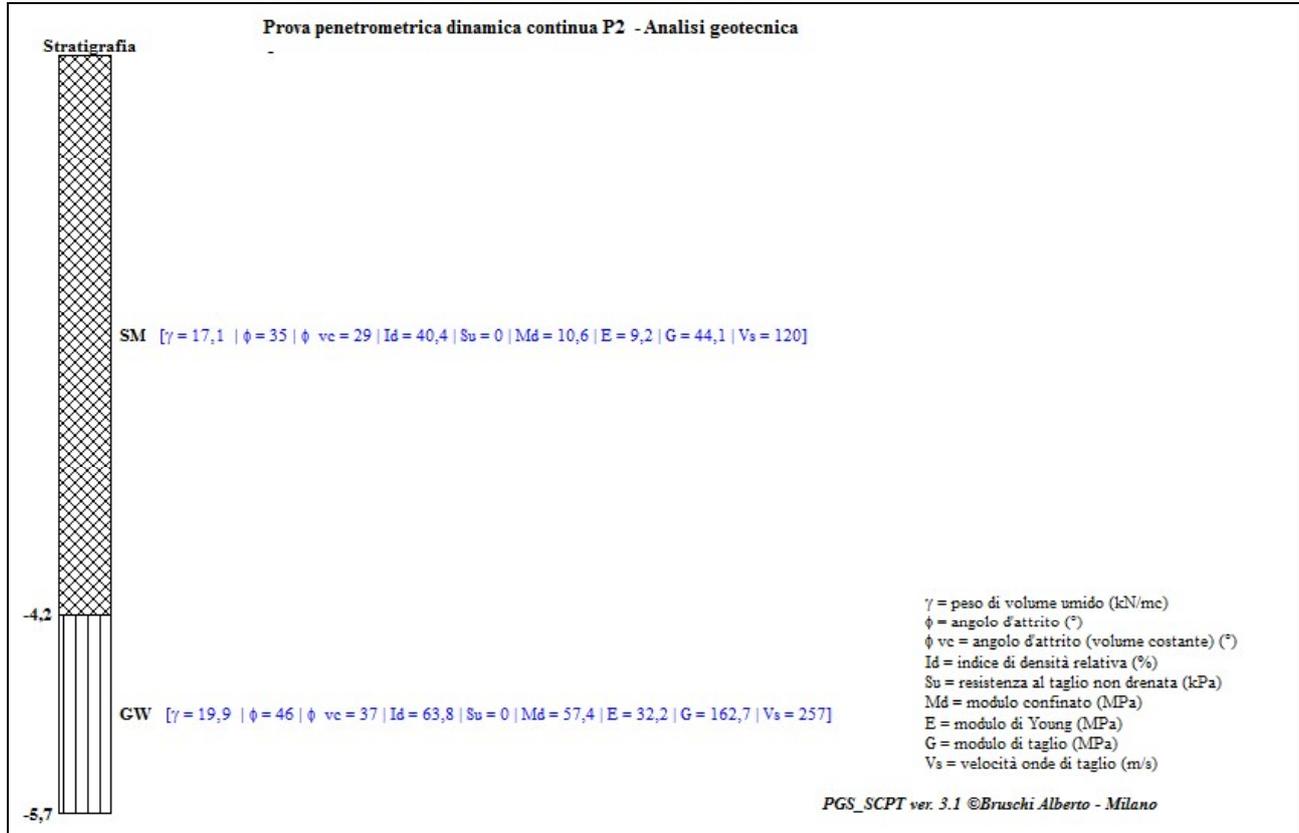
Md = modulo di deformabilità (MPa)

Id = indice di densità relativa (%)

Vs = velocità onde sismiche di taglio (m/s)

CF = contenuto di fini (%)

**Prova penetrometrica dinamica P2 – lato Nord capannone (caratterizzazione soppalco)**



Strato	Classificazione USCS	z	N <sub>60</sub>	$\gamma$	$\phi$	$\phi_{vc}$	c	Md	Id	Vs	CF
1	SM	4,2	12	17,1	35,0	29,0	0,0	10,6	40,4	120	20
2	GW	5,7	42	19,9	46,0	37,0	0,0	57,4	63,8	257	0

z = profondità dal p.c. (m)

N<sub>60</sub> = numero dei colpi SPT standardizzato

$\gamma$  = peso di volume (kN/m³)

$\phi$  = angolo d'attrito di picco (°); Hatanaka & Uchida (1996)

c = coesione (kPa)

$\phi_{vc}$  = angolo d'attrito a volume costante (°)

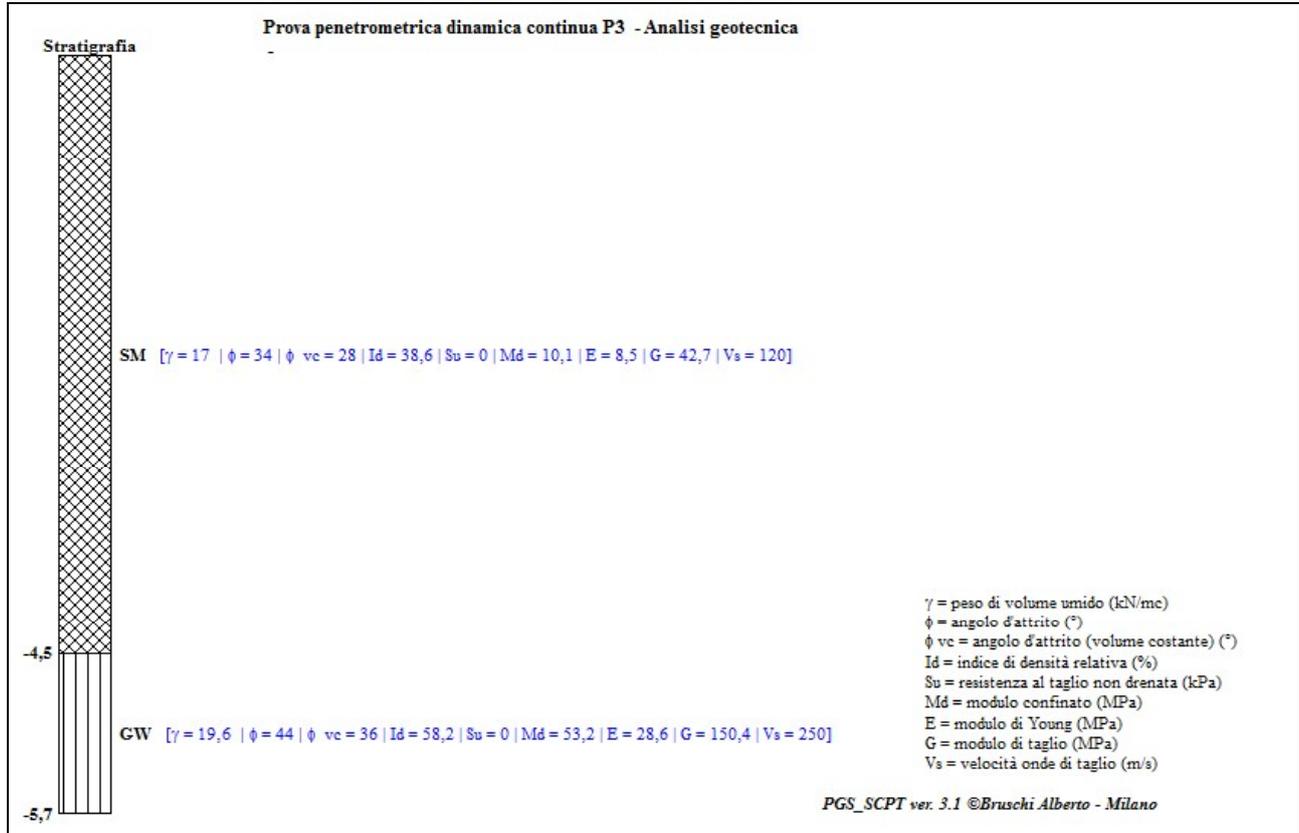
Md = modulo di deformabilità (MPa)

Id = indice di densità relativa (%)

Vs = velocità onde sismiche di taglio (m/s)

CF = contenuto di fini (%)

**Prova penetrometrica dinamica P3 – lato Nord capannone (caratterizzazione soppalco)**



Strato	Classificazione USCS	z	N <sub>60</sub>	$\gamma$	$\phi$	$\phi_{vc}$	c	Md	Id	Vs	CF
1	SM	4,5	11	17,0	34,0	28,0	0,0	10,1	38,6	120	20
2	GW	5,7	37	19,6	44,0	36,0	0,0	53,2	58,2	250	0

z = profondità dal p.c. (m)

N<sub>60</sub> = numero dei colpi SPT standardizzato

$\gamma$  = peso di volume (kN/m<sup>3</sup>)

$\phi$  = angolo d'attrito di picco (°); Hatanaka & Uchida (1996)

c = coesione (kPa)

$\phi_{vc}$  = angolo d'attrito a volume costante (°)

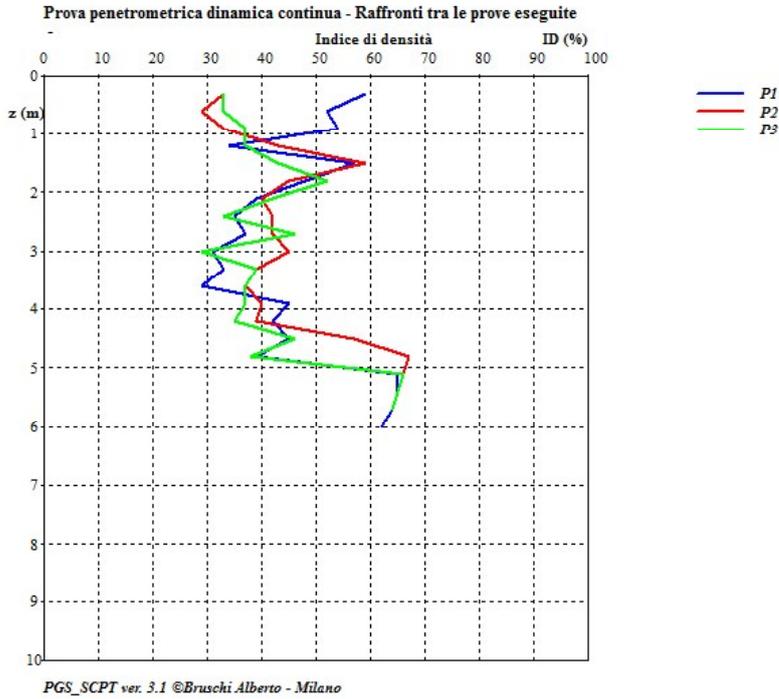
Md = modulo di deformabilità (MPa)

Id = indice di densità relativa (%)

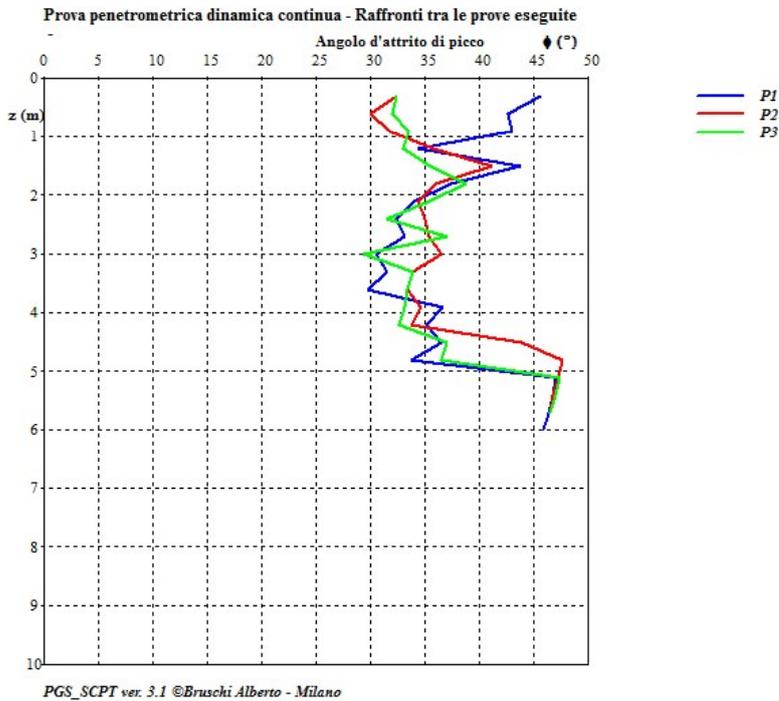
Vs = velocità onde sismiche di taglio (m/s)

CF = contenuto di fini (%)

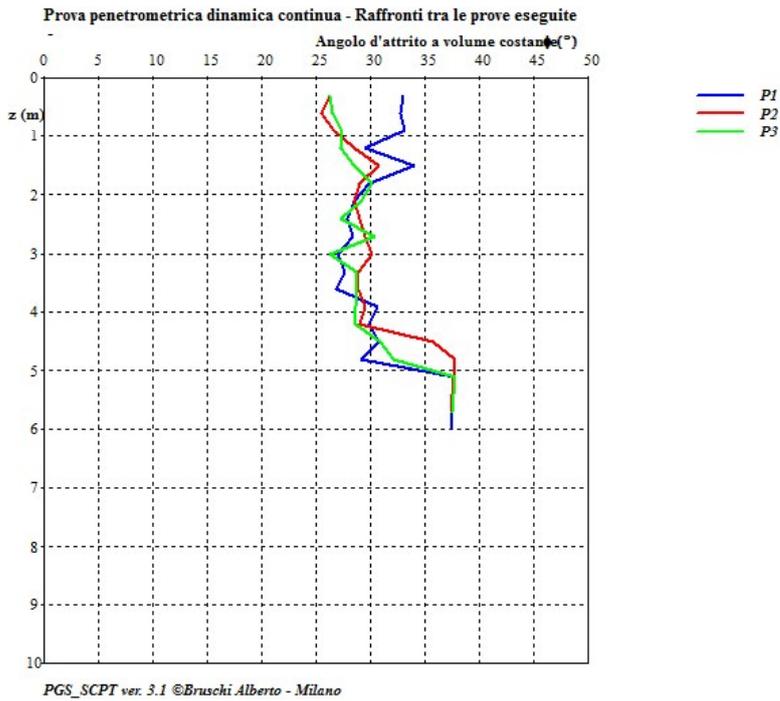
### RAFFRONTO PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA



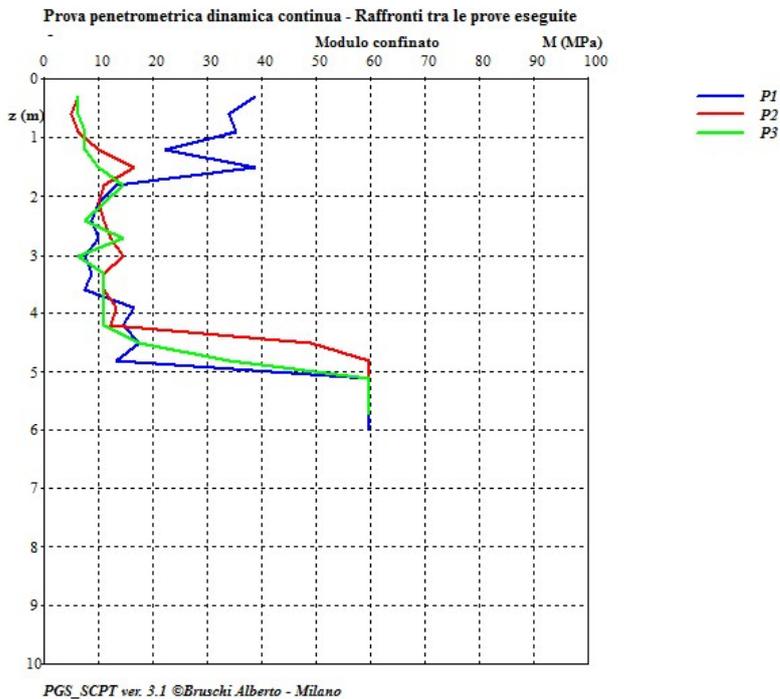
### DENSITA' RELATIVA



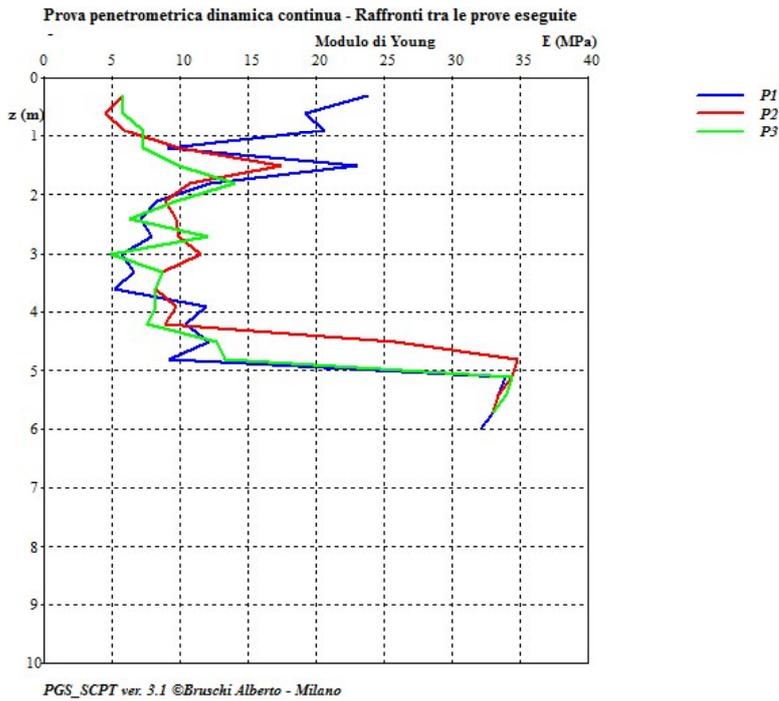
### ANGOLO DI ATTRITO DI PICCO



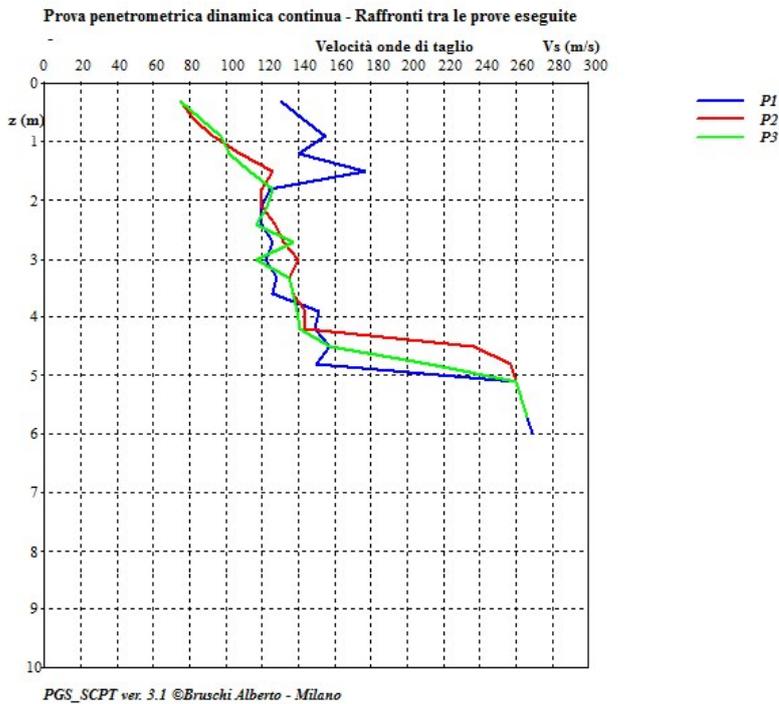
ANGOLO DI ATTRITO A VOLUME COSTANTE



MODULO CONFINATO



MODULO DI YOUNG



VELOCITA ONDE DI TAGLIO (Vs)

### 3.3 Parametri geotecnici di progetto dei terreni in fondazione

Alla luce del contesto litologico e geotecnico individuato, ovvero la presenza di terreni prevalentemente sabbiosi, per una corretta scelta dell'angolo di resistenza al taglio occorre fare alcune considerazioni preliminari sui caratteri di deformabilità di tali litologie. L'involuppo di rottura delle sabbie, quando si esamina il comportamento in un ampio campo di tensioni, è marcatamente curvilineo e il valore di picco dell'angolo di resistenza al taglio dipende dall'indice dei vuoti iniziale, dalla tensione di confinamento e dalla composizione della sabbia. L'influenza della densità relativa si traduce in termini di mutuo incastro delle particelle, per cui l'energia necessaria per portare a rottura campioni di questo tipo deve eguagliare il lavoro svolto come attrito tra i grani e quello svolto per aumentare il volume del campione stesso (dilatanza), contrastato dalle tensioni normali. L'influenza della tensione di confinamento si manifesta come riduzione della tendenza alla dilatanza e come frantumazione dei grani; questi effetti comportano una riduzione dell'angolo di attrito di picco ( $\varphi$ ) all'aumentare della tensione normale agente sul piano di rottura, e in particolare tale riduzione è più marcata per le sabbie dense. In tal caso l'angolo di resistenza al taglio a grandi deformazioni viene indicato come angolo a volume costante  $\varphi_{vc}$ . Esso è indipendente dalla densità relativa iniziale, mentre dipende dalla composizione mineralogica della sabbia e dall'indice dei vuoti critico, funzione quest'ultimo dalla tensione di confinamento. Alla luce di tali considerazioni e dell'accertata eterogeneità litologica, la verifica agli stati limite ha pertanto previsto l'utilizzo dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante  $\varphi_{vc}$ . In base a quanto premesso nel § 3.2, l'applicazione dei coefficienti parziali del gruppo M2 porta ad una riduzione della parametrizzazione geotecnica e conduce alla determinazione dei seguenti parametri di progetto.

Verifica agli stati limite - **Approccio 1 – Combinazione 2 [A2+M2+R2]**

⇒ Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (**M2**)

Prova	Tangente dell'angolo d'attrito efficace	Coesione efficace ( $\varphi < 0$ )	Resistenza al taglio non drenata ( $\varphi = 0$ )
P1 ÷ P3	1,25	1,25	1,4

#### Parametri geotecnici di progetto

Prova	orizzonte	z	$\gamma$	$\varphi$	c	Md
P1	S	1,5	18,6	26,5	0,0	33,7
	1	4,8	17,3	23,9	0,0	11,4
	2	6	20,0	31,0	0,0	59,6
P2	1	4,2	17,1	23,9	0,0	10,6
	2	5,7	19,9	31,0	0,0	57,4
P3	1	4,5	17,0	23,0	0,0	10,1
	2	5,7	19,6	30,1	0,0	53,2

$z$  = profondità dal p.c. (m)

$\gamma$  = peso di volume (kN/m<sup>3</sup>)

$\varphi$  = angolo d'attrito (°)

$c$  = coesione (kPa)

$M_d$  = modulo di deformabilità (MPa)

### 3.4 Categoria di suolo di fondazione

Sulla base della normativa sismica vigente (D.M. 14/01/2008), con lo scopo di ottenere la categoria del suolo di fondazione è stata attuata la classificazione sismica dell'area basata sulla correlazione  $N_{SPT}/V_s$  fornita dal diagramma di avanzamento delle prove penetrometriche dinamiche in funzione dello stato di addensamento, entro la massima profondità raggiunta.

La classificazione individua sottosuoli a rigidezza decrescente a partire dal primo gruppo attraverso il parametro  $V_{s30}$  (*average shear wave velocity*), ovvero una velocità equivalente delle onde di taglio entro i primi 30 m di sottosuolo. I tipi di sottosuolo sono i seguenti:

*A – Formazioni litoidi o terreni omogenei* caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m

*B – Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 e 800 m/s (resistenza penetrometrica  $N_{SPT} > 50$ , coesione non drenata  $C_u > 250$  kPa)

*C – Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza*, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, con valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 e 360 m/s (resistenza penetrometrica  $15 < N_{SPT} < 50$ , coesione non drenata  $70 < C_u < 250$  kPa)

*D – Depositi di terreni granulari da sciolti o poco addensati, oppure coesivi da poco a mediamente consistenti*, con valori di  $V_{s30} < 180$  m/s (resistenza penetrometrica  $N_{SPT} < 15$ , coesione non drenata  $C_u < 70$  kPa)

*E – Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con  $V_{s30} > 800$  m/s

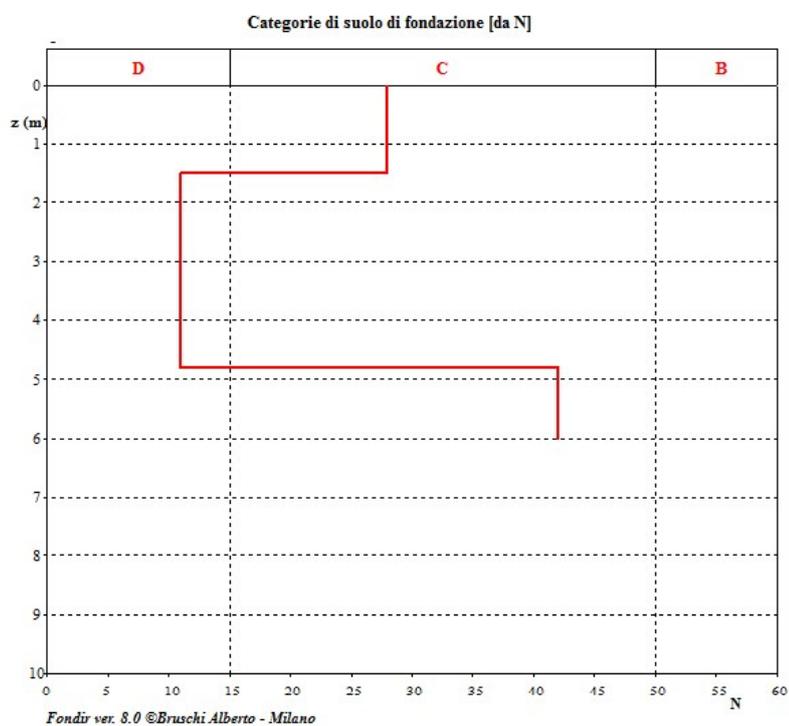
*S1 - Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza*, con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto d'acqua, con valori di  $V_{s30} < 100$  m/s (ovvero con  $10 < c_u < 20$  kPa);

*S2 - Depositi di terreni soggetti a liquefazione, argille sensitive, o altri terreni non classificabili nei tipi precedenti.*

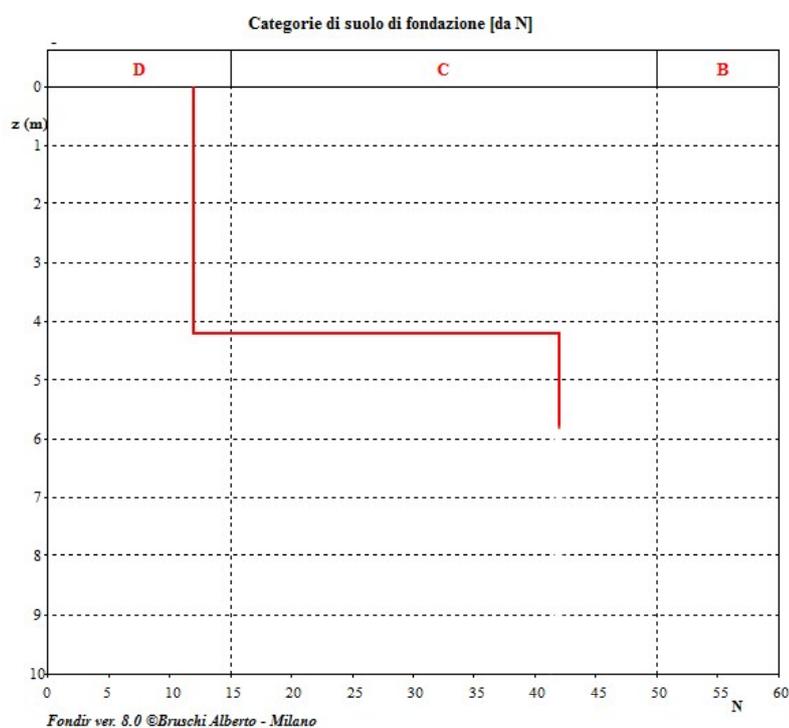
Fatto salvo quanto sopra, considerando il valore  $V_s$  medio calcolato sulla base dell'addensamento sino alla massima profondità raggiunta (cfr. grafici seguenti) ed i valori riportati nelle tabelle e grafici del § 3.2, ipotizzando analoghe caratteristiche geotecniche con l'aumentare della profondità, emerge come gli orizzonti di terreno nel sottosuolo possano cautelativamente configurarsi in categoria C.

### CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE

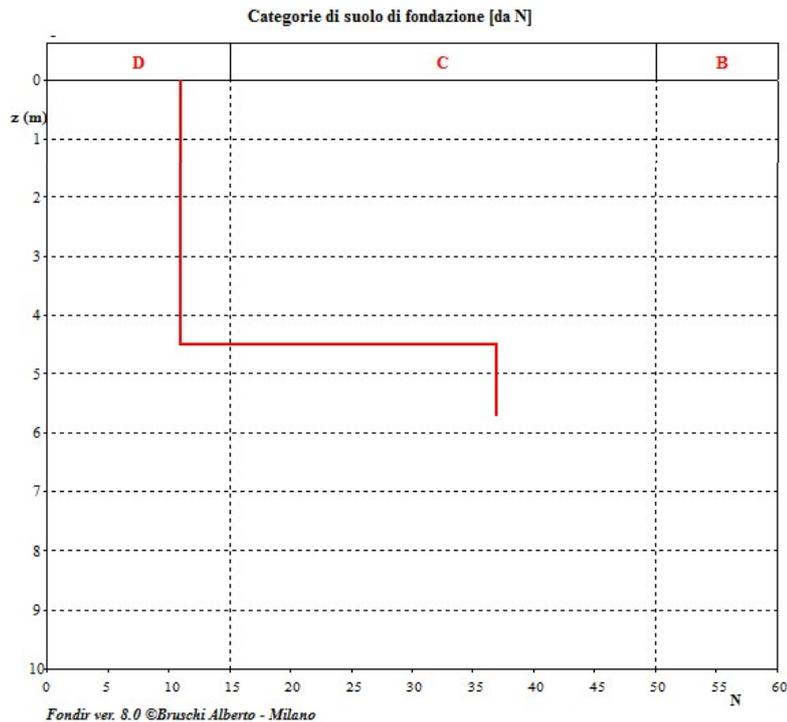
#### Prova penetrometrica dinamica P1



#### Prova penetrometrica dinamica P2



### Prova penetrometrica dinamica P3



### 3.5 Azioni sismiche

La progettazione delle opere di fondazione condotta agli stati limite deve considerare gli aspetti legati all'azione sismica di seguito sviluppati in accordo con le NTC 2008 Ministeriali, considerando la Zona 3 sismica cui appartiene il Comune di Cologno Monzese, condotti per step successivi:

Fase 1: individuazione della pericolosità del sito (sulla base del Progetto S1 – INGV)

Fase 2: scelta della strategia di progettazione

Fase 3: determinazione dell'azione di progetto

Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione, alla luce della tipologia e classe d'uso delle opere edili in progetto riguardano:

- Vita nominale della struttura:  $V_N = 50$  anni
- Classe d'uso = II
- Coefficiente d'uso = 1.0
- Periodo di riferimento dell'opera:  $V_R = 50$  anni

Le coordinate geografiche specifiche di sito sono: longitudine 9.2660208 - latitudine 45.5356392

La definizione della "pericolosità sismica di base" viene implementata con l'utilizzo di "Spettri NTC ver. 1.0.2", foglio di calcolo messo a punto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Verificato preliminarmente che l'area di intervento ricade entro i punti del reticolo di riferimento (Fase 1), in accordo con il paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC 2008 per la descrizione del moto sismico lo spettro di risposta elastico relativo ai singoli stati limite è definito dai seguenti parametri di pericolosità sismica (spettro e accelerazione), riferiti al sito di riferimento rigido orizzontale (Fase 2), da cui si evince una accelerazione orizzontale massima  $a_g = 0,055$ .

STATO LIMITE	Tr	$a_g$	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub>
Operatività (SLO)	30	0,020	2,555	0,170
Danno (SLD)	50	0,026	2,548	0,195
<b>Salvag. vita (SLV)</b>	<b>475</b>	<b>0,055</b>	<b>2,629</b>	<b>0,281</b>
Collasso (SLC)	975	0,068	2,650	0,296

dove  $a_g$  = accelerazione massima al sito

F<sub>o</sub> = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro

T<sub>c</sub> = valore massimo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro

I grafici riportanti i valori dei parametri di progetto  $a_g$ , F<sub>o</sub>, T<sub>c</sub> e la forma dello spettro di risposta elastico per i singoli stati limite specifici di sito, sono illustrati rispettivamente in *Figura 11* e *12*.

L'azione sismica così individuata varia in funzione delle condizioni sito-specifiche (caratteristiche litologiche e morfologiche) e in base alla categoria di suolo; le variazioni apportate concorrono alla definizione della "risposta sismica locale".

Per la determinazione dell'azione di progetto (Fase 3), relativamente alla risposta sismica locale, stante quanto indicato al § 3.4, è stata assunta una categoria C di suolo e una categoria topografica **T1**; il coefficiente di smorzamento viscoso è pari al **5%**.

Il calcolo delle accelerazioni massime orizzontali attese al sito ( $a_{max}$ ) per i vari stati limite, ha considerato i fattori di amplificazione stratigrafica S<sub>s</sub> e C<sub>c</sub> (tabella 3.2.V delle NTC 2008) ed il fattore di amplificazione topografica S<sub>t</sub> (tabella 3.2.VI delle NTC 2008), indicati nel seguente prospetto per ciascuno Stato Limite.

Il fattore di amplificazione topografico S<sub>t</sub> è pari a 1.0.

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
<b>Ss</b>	1,500	1,500	1,500	1,500
<b>Cc</b>	1,884	1,801	1,596	1,569

Le accelerazioni massime orizzontali attese al sito ( $a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t$ ) per i vari stati limite, in conclusione risultano:

Stato limite	SLE-SLO	SLE-SLD	SLU-SLV	SLU-SLC
<b><math>a_{max}</math></b>	0,030 g	0,039 g	0,083 g	0,102 g

L'accelerazione massima orizzontale attesa al sito per SLU-SLV è pertanto  $a_{max} = 0,083$  a/g (*Figura 13*).

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

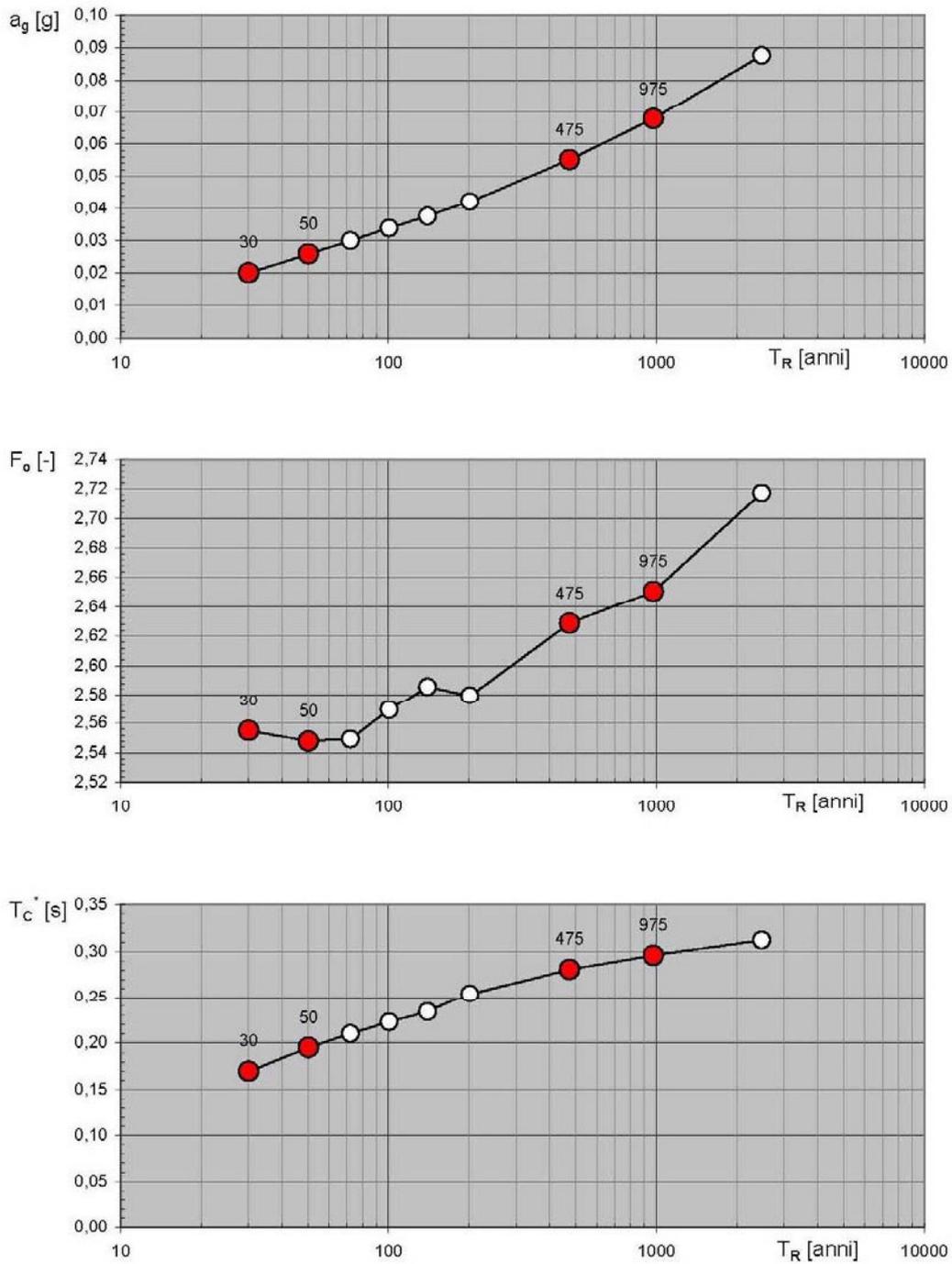


Figura 11 - Analisi sismica : valori dei parametri di progetto

**Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite**

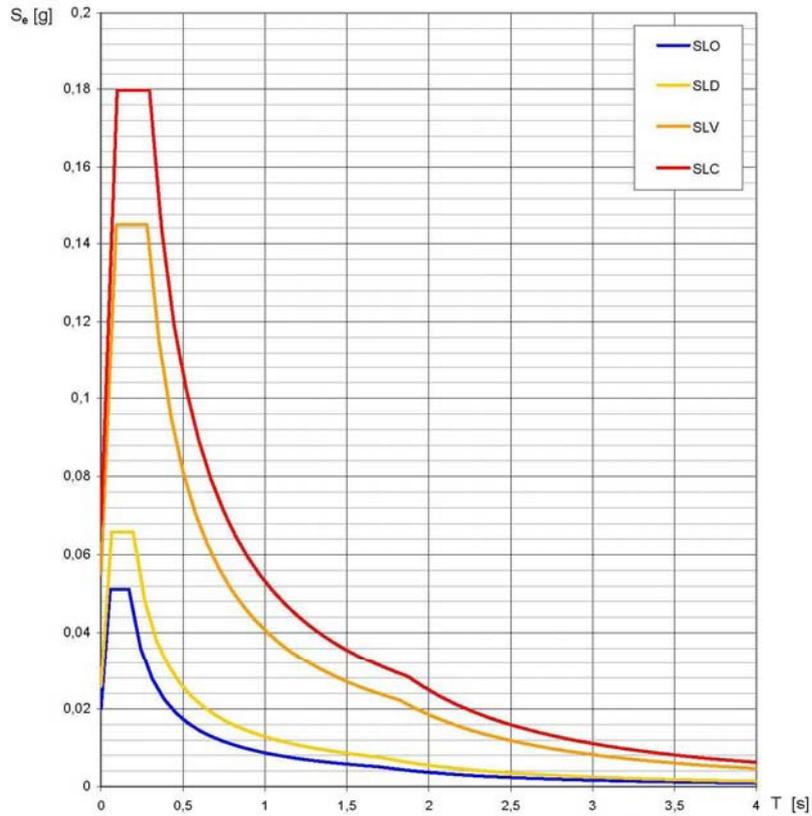


Figura 12 - Analisi sismica: forma dello spettro di risposta elastico

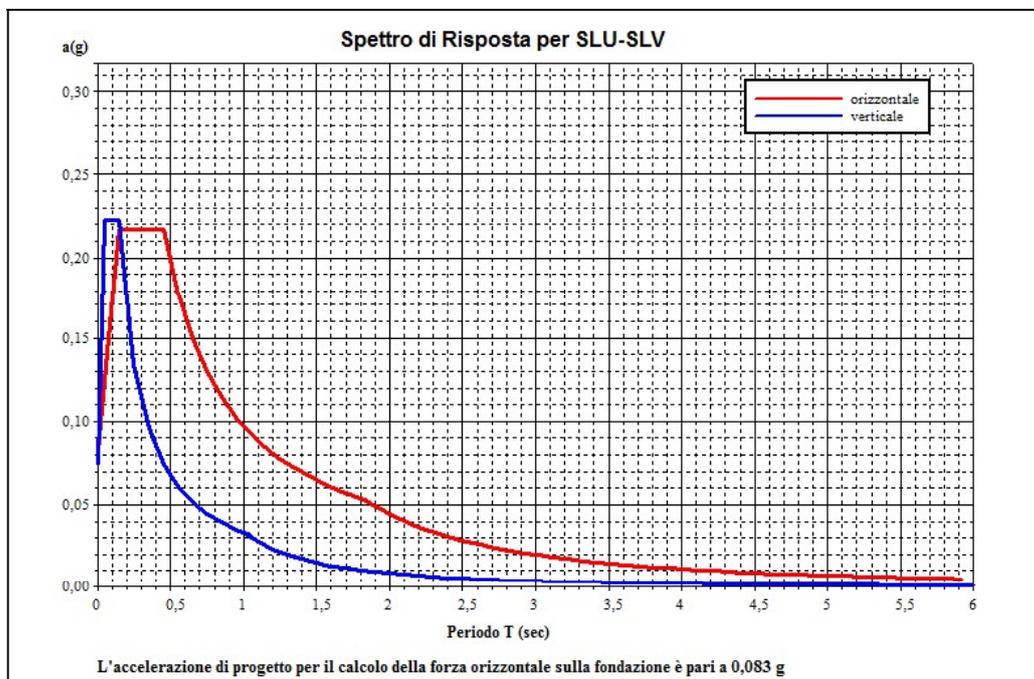


Figura 13 - Accelerazione massima orizzontale attesa al sito per SLU-SLV

### 3.6 Liquefacibilità del terreno

Un aspetto che va normalmente analizzato in una valutazione del comportamento in un dato territorio in caso di terremoto, è la possibilità che l'evento sismico induca nel terreno le sollecitazioni necessarie al manifestarsi del fenomeno della liquefazione di terreni prevalentemente sabbiosi, arrecando danni alle strutture insistenti sulle aree in condizioni predisposte. In pratica perché possa avvenire la liquefazione dei terreni superficiali devono sussistere le condizioni generali qui di seguito elencate:

a) caratteristiche granulometriche del terreno:

- D<sub>50</sub> (diametro medio rappresentativo) compreso tra 0.1 e 1.60 mm, corrispondente a sabbie fini e sabbie medie
- Contenuto in argilla minore del 20%
- Coefficiente di uniformità C<sub>50</sub> compreso tra 2 e 5.

b) caratteristiche stratigrafiche:

- Livello superficiale non liquefacibile assente o di spessore inferiore a 3 m
- Profondità massima del livello liquefacibile dal piano di campagna inferiore a 20-25 m

c) condizioni di falda:

- terreno sotto falda freatica
- terreno saturo per condizioni locali

Qualora tutte le suddette condizioni siano soddisfatte andranno esaminati alcuni vincoli particolari per casi limite e come parametro altamente significativo andrà investigato lo stato di addensamento in sito dell'eventuale deposito liquefacibile. L'addensamento viene normalmente ottenuto da opportune correlazioni che utilizzano i dati derivanti dalle prove penetrometriche standard S.P.T.

In zona 3 sismica, la normativa impone la verifica della liquefacibilità del terreno, adottando nel caso un metodo accettato dall'ingegneria geotecnica, basato su correlazioni di campagna tra misure in sito e valori critici dello sforzo ciclico di taglio. Nel caso in oggetto, dalla procedura di calcolo prevista dall'Eurocodice 8 emerge la presenza di livelli potenzialmente liquefacibili nel sottosuolo (prove P2 e P3) per cui sono stati implementati gli approfondimenti del caso.

In base al catalogo del Rischio Sismico Nazionale, la magnitudo di riferimento per il Comune di Cologno Monzese relativa a un tempo di ritorno di 475 anni è pari a 5.2, mentre l'accelerazione massima orizzontale è 0.083 g (cfr. § 3.4).

Il valore della Domanda di Resistenza alla Liquefazione (CSR) viene calcolato con l'equazione semi-empirica di Seed & Idriss (1971, 1997), mentre il valore della Capacità di Resistenza alla Liquefazione (CRR) viene calcolato secondo il metodo di Blake (1997).

Il fattore di scala della magnitudo applicato è calcolato secondo le raccomandazioni NCEER (1997) dalle equazioni di Idriss (1990) e di Andrus & Stokoe (2001), ed è pari a 2.969.

Dall'applicazione della metodologia di Juang, Chen, Jiang, Andrus (2000), emerge quanto segue:

1. il cedimento in fase sismica, calcolato dalle equazioni di Tokimatsu & Seed (1987), è pari a 0.0 cm
2. il cedimento post liquefazione dovuto alla dissipazione dell'eccesso di pressioni interstiziali, calcolato dalle equazioni di Ishihara e Yosemine (1990), risulta pari a 0.0 cm
3. il cedimento totale risultante in sisma è pertanto di 0.0 cm
4. viene calcolato un fattore di sicurezza  $F_s > 2$  su tutta la verticale per ciascuna prova effettuata, per cui gli orizzonti non sono liquefacibili.

### **3.7 Analisi della Resistenza Massima di progetto in condizioni statiche (SLU-SLE)**

Come anticipato al § 3.2 – *PARTE SECONDA*, la normativa vigente (NTC-08) prevede la definizione del grado di sicurezza di una struttura relativamente alla possibilità di rottura o deformazione del terreno di fondazione, con un approccio di tipo semiprobabilistico, adottando il concetto di “stato limite ultimo (SLU); mentre nel caso si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno siano reversibili o cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite si utilizza il concetto di “stato limite di esercizio (SLE)”.

Il calcolo della Resistenza massima di progetto ( $R_d$ ) è stato implementato sulla base delle caratteristiche del progetto che prevede tipologie fondazionali in appoggio diretto a dimensione rettangolare (vasca 15 x 3 m) e tipo plinto quadrato per il soppalco, rispettivamente con quota di imposta  $H_{tot} = 2.5$  m e  $H_{tot} = 1.0$  m. Nel caso del soppalco è stata prodotta una duplice verifica considerando una dimensione  $B = 1.0$  m e  $B = 1.2$  m secondo quanto indicato dal Progettista.

Riguardo la cabina elettrica, è prevista la gettata di una soletta in c.a. superficiale e in corrispondenza del vano interrato alloggiamento pompe a -3.5 m dal p.c.; per le verifiche geotecniche, visti i carichi indotti previsti del tutto contenuti, può essere utilizzata per estrapolazione la parametrizzazione geotecnica e di conseguenza i valori di resistenza del terreno calcolati e proposti nel seguito relativamente alle prove P2 e P3 (soppalco) per la struttura fuori terra, e alla prova P1 (vasca antincendio) per il vano interrato.

Alla luce del modello geotecnico, in tutti i casi la posa delle strutture di fondazione andrà ad interessare l'*orizzonte 1* (cfr. *Allegato 3*).

Per la vasca si ha uno spessore di incastro fondazione  $D_f = 0.3$  m, con altezza scavo  $H_s = 2.2$  m, mentre per il soppalco  $D_f = 0.4$  m (spessore ciabatta plinto), con altezza scavo  $H_s = 0.6$  m

Si sottolinea che il fatto di disporre di un terreno di “rinfiacco” alla fondazione (prescavo + incastro fondazione), assume particolare peso nel calcolo per cui, in fase progettuale, si prescrive assolutamente di procedere in tale modo così da validare appieno il valore della  $R_d$  fornito nel seguito.

Nello schema seguente vengono indicati i parametri di input utilizzati per il calcolo della  $R_d$  di progetto.

I calcoli sono stati condotti non disponendo dei carichi strutturali, non noti in questa fase, adottando la combinazione di calcolo A1 + M2 ai sensi delle NTC 2008.

### Geometria della fondazione e carichi strutturali

Prova	B	L	Hs	Df	H <sub>tot</sub>	H <sub>f</sub>	N	MB	ML	H	b	a
P1	3.0	15.0	2.2	0.3	2.5	17.0	0	0	0	0	0	0
P2-P3	[1.0] [1.2]	[1.0] [1.2]	0.6	0.4	1.0	17.0	0	0	0	0	0	0

B = Larghezza della fondazione (m)

Hs = altezza prescavo (m)

Df = profondità d'incastro/spessore fondazione (m)

H<sub>tot</sub> = Quota fondazione (m da p.c.)

H<sub>f</sub> = Quota falda (m da p.c.)

N = Carico verticale (kN)

MB = Momento parallelo a B (kNm)

ML = Momento parallelo a L (kNm)

H = Forza di Taglio (kN)

a = Inclinazione del pendio (°)

b = Inclinazione del piano di posa (°)

La stratigrafia introdotta riconduce al caso classico, per cui il calcolo della capacità portante viene condotto con la formula trinomia di Vésic & al. secondo il metodo di Vésic modificato (Vésic, 1967-1975 - Davis & Booker, 1971 - Kulhawy & al., 1984):

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

$N_{\gamma}$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  = fattori di capacità portante dipendenti da  $\varphi$

$s_{\gamma}$ ,  $s_c$ ,  $s_q$  = fattori di forma della fondazione;

$i_{\gamma}$ ,  $i_c$ ,  $i_q$  = fattori correttivi relativi all'inclinazione del carico;

$b_{\gamma}$ ,  $b_c$ ,  $b_q$  = fattori correttivi relativi all'inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma}$ ,  $g_c$ ,  $g_q$  = fattori correttivi relativi all'inclinazione del piano campagna;

$d_c$ ,  $d_q$  = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Nella seguente tabella sono indicati i parametri geotecnici di progetto dei terreni in fondazione (cfr. § 3.3) utilizzati per il calcolo della Resistenza Massima di Progetto, ricavati dall'applicazione dei coefficienti correttivi per i parametri geotecnici (M2).

### Parametri geotecnici di calcolo

Prova	$\gamma$	$\varphi$	c
P1 - vasca antincendio	17,3	23,9	0,0
P2 - soppalco	17,1	23,9	0,0
P3 - soppalco	17,0	23,0	0,0

$\gamma$  = peso di volume efficace (kN/m<sup>3</sup>)

$\varphi$  = angolo d'attrito medio efficace ponderale (°)

c = Coesione media efficace ponderale o Coesione non drenata (kPa)

La Resistenza Massima di Progetto  $R_d = R_{d,ult}/R_2^{(*)}$  agli Stati Limite di Esercizio (SLE) che deriva dalla Combinazione A2 + M2 + R2, è illustrata nel seguente schema.

Unitamente si riportano i valori del cedimento immediato e di consolidazione indotti dalla Rd calcolata, secondo la stima di AA.VV..

(\*)  $Rd_{ult}$  = Resistenza di calcolo (SLU)

$R2$  = 1.8 Coefficiente di riduzione della resistenza

*Resistenza Massima di Progetto ( $Rd_{ult}/R2$ ) e cedimenti indotti (stime di AA.VV)*

Prova	Rd (kPa)		sI (cm)		sE (cm)		sT (cm)		sB (cm)	
	B = 1.0 m	B = 1.2 m	B = 1.0 m	B = 1.2 m	B = 1.0 m	B = 1.2 m	B = 1.0 m	B = 1.2 m	B = 1.0 m	B = 1.2 m
P1 - vasca antincendio	107,0		2,61		3,75		3,75		3,71	
P2 - soppalco	87,2	92,3	0,25	0,32	0,79	0,99	0,79	0,99	1,08	1,17
P3 - soppalco	77,5	80,9	0,26	0,34	0,74	0,92	0,74	0,92	1,15	1,25

sI = cedimento immediato dalla Teoria dell'Elasticità (Timoshenko & Goodier, 1951) secondo Bowles (1988)

sE = cedimento totale secondo il metodo di Egorov (1949)

sT = cedimento totale secondo il metodo di Tsytoich (1951)

sB = cedimento totale dai metodi dell'Intelligenza Artificiale secondo l'Artificial Neural Network (Shanin, 2002)

Vasca antincendio – il valore  $Rd = 107,0$  kPa calcolato è modesto in accordo con lo stato di addensamento del terreno riscontrato alla quota di imposta; l'applicazione della Rd calcolata induce tuttavia cedimenti immediati ( $sI \approx 2.5$  cm) e di consolidazione ( $sE-S_t = 3.7$  cm) da ritenersi eccessivi per la tipologia e le condizioni di esercizio dell'opera in progetto.

In ragione del carattere puntuale dell'investigazione e considerando lo sviluppo in lunghezza dell'opera, fattore predisponente all'innesco di cedimenti differenziali alle estremità, è motivata la riduzione della Rd calcolata vincolandola ad un cedimento totale ammissibile  $s = 1.5$  cm secondo le stime di Egorov, da cui emerge un valore di progetto  $Rd = 71$  kPa.

Quest'ultimo è da ritenersi compatibile con il massimo carico prevedibile indotto dalla struttura in progetto, considerando oltremodo che si tratta di un "carico compensato", ovvero il peso del terreno asportato è di entità uguale o inferiore a quello della vasca colma d'acqua.

Si prescrivono misure volte alla compattazione del terreno alla quota di imposta, onde disporre di un piano di appoggio quanto più uniforme in termini di addensamento, con posa di pietrisco spigoloso da compattarsi con mezzi meccanici (vibrocompattazione).

Soppalco – nelle due ipotesi di calcolo proposte per differente dimensionamento della fondazione ( $B = 1.0$  m e  $B = 1.2$  m) emergono valori contenuti della Rd, conformemente allo stato di addensamento del terreno riscontrato e al contributo della pressione geostatica pressoché nullo a detta quota.

Nello specifico è possibile disporre di un valore **Rd = 82 kPa** e **Rd = 86 kPa** (media tra le prove P2 e P3) rispettivamente nel caso del plinto di lato B = 1.0 m e B = 1.2 m, valori compatibili con i carichi di progetto previsti indicati dal Progettista.

In aggiunta i cedimenti stimati con l'applicazione della Rd calcolata (soprattutto quelli di consolidazione), risultano assai contenuti e tali da poter escludere in prima analisi problematiche connesse all'insorgere di cedimenti differenziali tra fondazioni e/o settori contigui, o rotture locali per "punzonamento" al di sotto della fondazione.

Anche in tal caso si prescrivono minimi interventi di compattazione del terreno alla quota di imposta (vibrocompattazione).

Il Progettista dovrà verificare la compatibilità dei valori di resistenza di progetto Rd calcolati in ordine alla realizzazione di eventuali fondazioni da ancorare alle esistenti, onde evitare che il carico aggiuntivo superi la resistenza massima del terreno.

### 3.8 Resistenza Massima di progetto in condizioni dinamiche (in sisma)

La verifica agli stati limite in sisma è stata condotta sulla base degli input derivanti dall'applicazione dell'azione sismica propria della Zona 3 (cfr. § 3.5) quali:

- accelerazione massima al sito: 0,083
- coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima: 0,20
- coefficiente sismico orizzontale per le forze d'inerzia: 0,017
- coefficiente sismico verticale per le forze d'inerzia: 0,008

da cui derivano le seguenti azione indotte:

#### Azioni indotte dal sisma

Prova	N		MB		ML		H		d	
	B = 1.0 m	B = 1.2 m	B = 1.0 m	B = 1.2 m	B = 1.0 m	B = 1.2 m	B = 1.0 m	B = 1.2 m	B = 1.0 m	B = 1.2 m
P1 - vasca antincendio	3212,3		39,8		39,8		132,5		2,4	
P2 - soppalco	58,1	87,6	1,0	1,4	1,0	1,4	2,4	3,6	2,4	2,4
P3 - soppalco	51,6	77,7	0,9	1,3	0,9	1,3	2,1	3,2	2,4	2,4

N = Carico verticale (kN)

MB = Momento parallelo a B (kNm)

ML = Momento parallelo a L (kNm)

H = Forza di Taglio (kN) – forza orizzontale trasmessa dal sisma

d = Inclinazione del carico (°)

Con l'applicazione degli opportuni fattori correttivi, adottando per le verifiche della vasca una fondazione quadrata equivalente, sulla base delle soluzioni di Vesic (1973), Paolucci & Pecker (1997), Maugeri & Novità

(2004), Richards et al. (1993) e stante l'Eurocodice 8 (2003), in virtù di un fattore di sicurezza  $F_s > 1$  si evince come la Resistenza di Progetto indicata nel precedente paragrafo venga di poco ridotta in valore assoluto e sia verificata, ovvero il sisma non è in grado di produrre azioni significative al complesso struttura-terreno di imposta.

Secondo la soluzione di Soubra (1999), la portata limite ultima in sisma risultante è connessa ad un fattore di sicurezza  $F_s < 1$ , per cui non risulta verificata.

Preme tuttavia sottolineare come tutti i risultati del calcolo in condizioni sismiche siano fortemente influenzati dai valori delle sollecitazioni strutturali (N, M e T). Se tali sollecitazioni non derivano da dati reali forniti dallo strutturista, come nel caso in oggetto, le suddette verifiche in sisma possono essere altamente fuorvianti.

## CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI IN ORDINE ALLA FASE PROGETTUALE

Il presente studio ha avuto la finalità di verificare la compatibilità geologica, idrogeologica e idraulica di un progetto che prevede la realizzazione di una vasca antincendio, di un soppalco interno ad una porzione di capannone esistente e di una cabina elettrica, nell'ambito del comparto produttivo Steroid di Cologno Monzese (MI).

In accordo con le "Norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 14 gennaio 2008), sono state eseguite n.3 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (SCPT) che hanno permesso di ricostruire il modello geotecnico del sottosuolo e di fornire gli input progettuali per il dimensionamento delle fondazioni

Appurata la compatibilità degli interventi secondo le prescrizioni dello Studio Geologico a supporto del P.G.T. e degli strumenti sovraordinati (P.A.I.), previa predisposizione di minimi interventi di mitigazione del rischio idraulico, la struttura del sottosuolo individuata costituisce l'elemento di valutazione primario per la definizione del problema geotecnico, consistente nella determinazione dei parametri geotecnici e della Resistenza Massima di Progetto (Rd).

Lo stato di addensamento del terreno dell'*orizzonte 1* interessato dalla posa delle fondazioni ha fornito requisiti geotecnici da modesti a discreti.

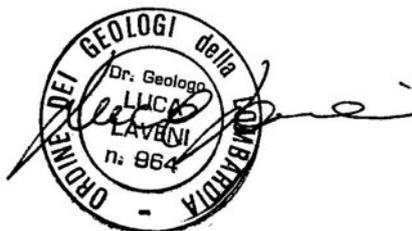
Riguardo la vasca antincendio è stata calcolata una Rd di progetto (SLE) pari a 107,0 kPa in prima analisi compatibile ai carichi previsti, ma tale da indurre cedimenti eccessivi in ordine alle caratteristiche tipologiche e dimensionali della struttura (possibili cedimenti differenziali). E' emersa pertanto la necessità di contenere il carico vincolandolo ad un massimo cedimento  $s = 1.5$  cm, cui deriva il valore di progetto **Rd = 71.0 kPa**.

Per la cabina elettrica, per analogia di tipologia fondazionale, può essere adottato per estrapolazione il suddetto valore di resistenza massima.

In relazione al soppalco è stato calcolato un valore di progetto **Rd = 82.0 kPa** adottando un plinto di lato  $B = 1.0$  m e **Rd = 86.0 kPa** con  $B = 1.2$  m. L'applicazione del carico di progetto conduce ad un cedimento immediato e di consolidazione contenuti tali da escludere in prima analisi problematiche connesse all'insorgere di cedimenti differenziali o rotture locali per "punzonamento" al di sotto della fondazione.

Come anticipato, con particolare riguardo alla vasca antincendio, prima della posa del "magrone" si prescrive di contenere ulteriormente l'insorgere di potenziali cedimenti differenziali prevedendo interventi di compattazione del terreno, attraverso la posa di pietrischetto spigoloso e sabbia per uno spessore adeguato, provvedendo alla successiva compattazione sino ad ottenere una buona compenetrazione del materiale (ottima soluzione la "vibrocompattazione").

Aprile 2016

A circular stamp from the Ordine dei Geologi della Lombardia, number 88. The text inside the stamp reads "dott. geol. RAFFAELE BONINSEGNI n. 88". A handwritten signature is written over the stamp.

dott. geol. Raffaele Boninsegni

dott. geol. Luca Laveni

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT  
PENETROMETRO SUPERPESANTE DEEP DRILL 73-75**

**REALIZZAZIONE SOPPALCO INTERNO, VASCA ANTINCENDIO E CABINA ELETTRICA**

**CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

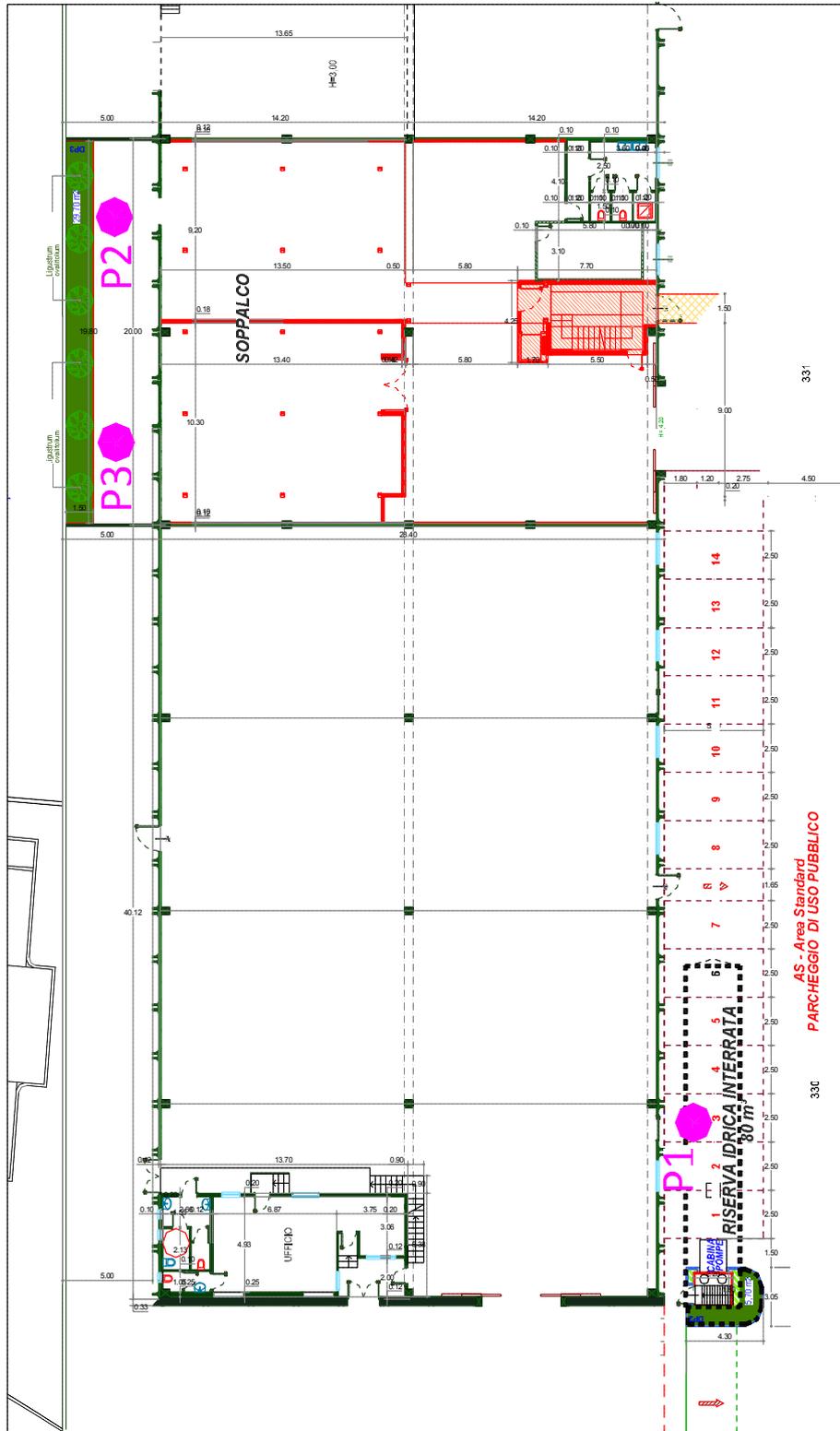
**COMMITTENTE: STEROID S.p.A. – viale Spagna, 156 – 20093 Cologno Monzese (MI)**

**CANTIERE: viale Spagna, 160 – 20093 Cologno Monzese (MI)**

**DATA: 15 aprile 2016**

**ALLEGATO 1 – UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE**

*PLANIMETRIA CAMPO-PROVE*



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT  
PENETROMETRO SUPERPESANTE DEEP DRILL 73-75**

**REALIZZAZIONE SOPPALCO INTERNO, VASCA ANTINCENDIO E CABINA ELETTRICA**

**CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

**COMMITTENTE: STEROID S.p.A. – viale Spagna, 156 – 20093 Cologno Monzese (MI)**

**CANTIERE: viale Spagna, 160 – 20093 Cologno Monzese (MI)**

**DATA: 15 aprile 2016**

**ALLEGATO 2 – CERTIFICAZIONI DI PROVA**

*TABULAZIONE DATI DI TERRENO*

*DIAGRAMMI DI AVANZAMENTO (Nc)*

*CALCOLO DIAGRAMMATO RESISTENZA DI ROTTURA DINAMICA ALLA PUNTA (Rd)*

**PENETROMETRO DINAMICO IN USO : SCPT**

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla Certificato	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

**CARATTERISTICHE TECNICHE : SCPT**

PESO MASSA BATTENTE	M = 73,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 30,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50,80 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,27 cm <sup>2</sup>
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1,00 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 8,00 kg
PROF. GIUNZIONE 1 <sup>a</sup> ASTA	P1 = 0,80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) $\Rightarrow$ Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A $\delta$ ) = 9,00 kg/cm <sup>2</sup> ( prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm <sup>2</sup> )
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,150$ ( teoricamente : Nspt = $\beta_t N$ )

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

 Rpd = resistenza dinamica punta [ area A]  
 e = infissione per colpo =  $\delta / N$ 

 M = peso massa battente (altezza caduta H)  
 P = peso totale aste e sistema battuta

**UNITA' di MISURA (conversioni)**

1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.098067 MPa  $\approx$  0,1 MPa  
 1 MPa = 1 MN/m<sup>2</sup> = 10.197 kg/cm<sup>2</sup>  
 1 bar = 1.0197 kg/cm<sup>2</sup> = 0.1 MPa  
 1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA****DIN 1**

- cantiere : viale Spagna, 156  
 - lavoro : Realizzazione soppalco e vasca antincendio  
 - località : Cologno Monzese (MI)

- data prova : 15/04/2016  
 - quota inizio : piano campagna  
 - prof. falda : Falda non rilevata  
 - data emiss. : 15/04/2016

- assist. cantiere :  
 - note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,30	24	142,1	12	1	3,00 - 3,30	8	38,9	13	4
0,30 - 0,60	18	106,6	9	1	3,30 - 3,60	7	34,1	12	4
0,60 - 0,90	20	118,4	6	1	3,60 - 3,90	17	82,8	----	4
0,90 - 1,20	8	44,2	10	2	3,90 - 4,20	13	59,8	----	5
1,20 - 1,50	24	132,6	20	2	4,20 - 4,50	17	78,1	----	5
1,50 - 1,80	13	71,8	15	2	4,50 - 4,80	12	55,2	----	5
1,80 - 2,10	9	46,6	16	3	4,80 - 5,10	50	217,6	----	6
2,10 - 2,40	8	41,4	17	3	5,10 - 5,40	50	217,6	----	6
2,40 - 2,70	9	46,6	15	3	5,40 - 5,70	50	217,6	----	6
2,70 - 3,00	7	36,2	14	3	5,70 - 6,00	50	217,6	----	6

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **SCPT**

- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,27 cm<sup>2</sup>** - D(diam. punta)= **50,80 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [  $\delta = 30$  cm ]

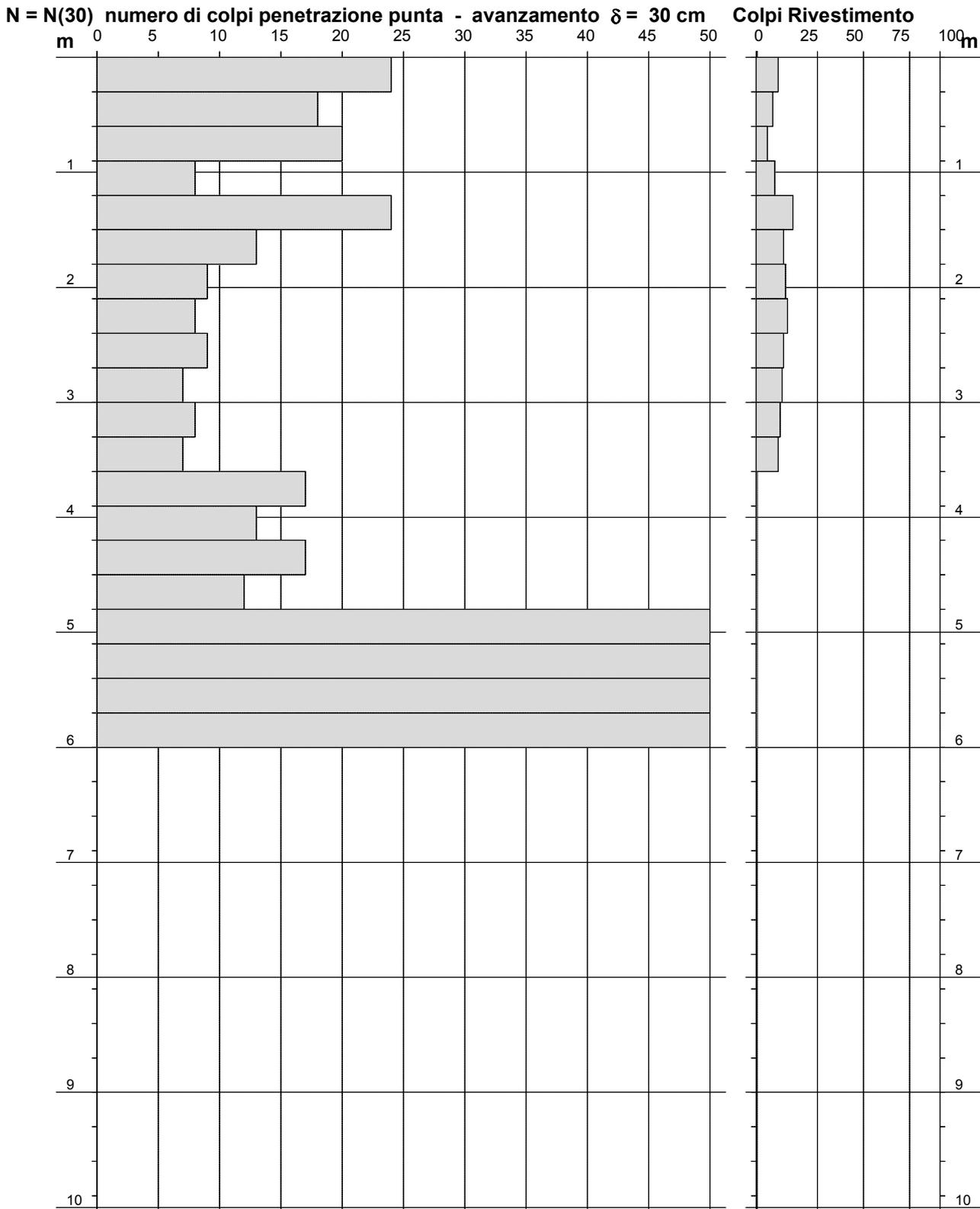
- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - RIVESTIMENTO**

**DIN 1**  
Scala 1: 50

- cantiere :       viale Spagna, 156  
- lavoro :         Realizzazione soppalco e vasca antincendio  
- località :       Cologno Monzese (MI)  
  
- assist. cantiere :  
- note :

- data prova :    15/04/2016  
- quota inizio :  piano campagna  
- prof. falda :   Falda non rilevata  
- data emiss. :   15/04/2016



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

**DIN 1**  
Scala 1: 50

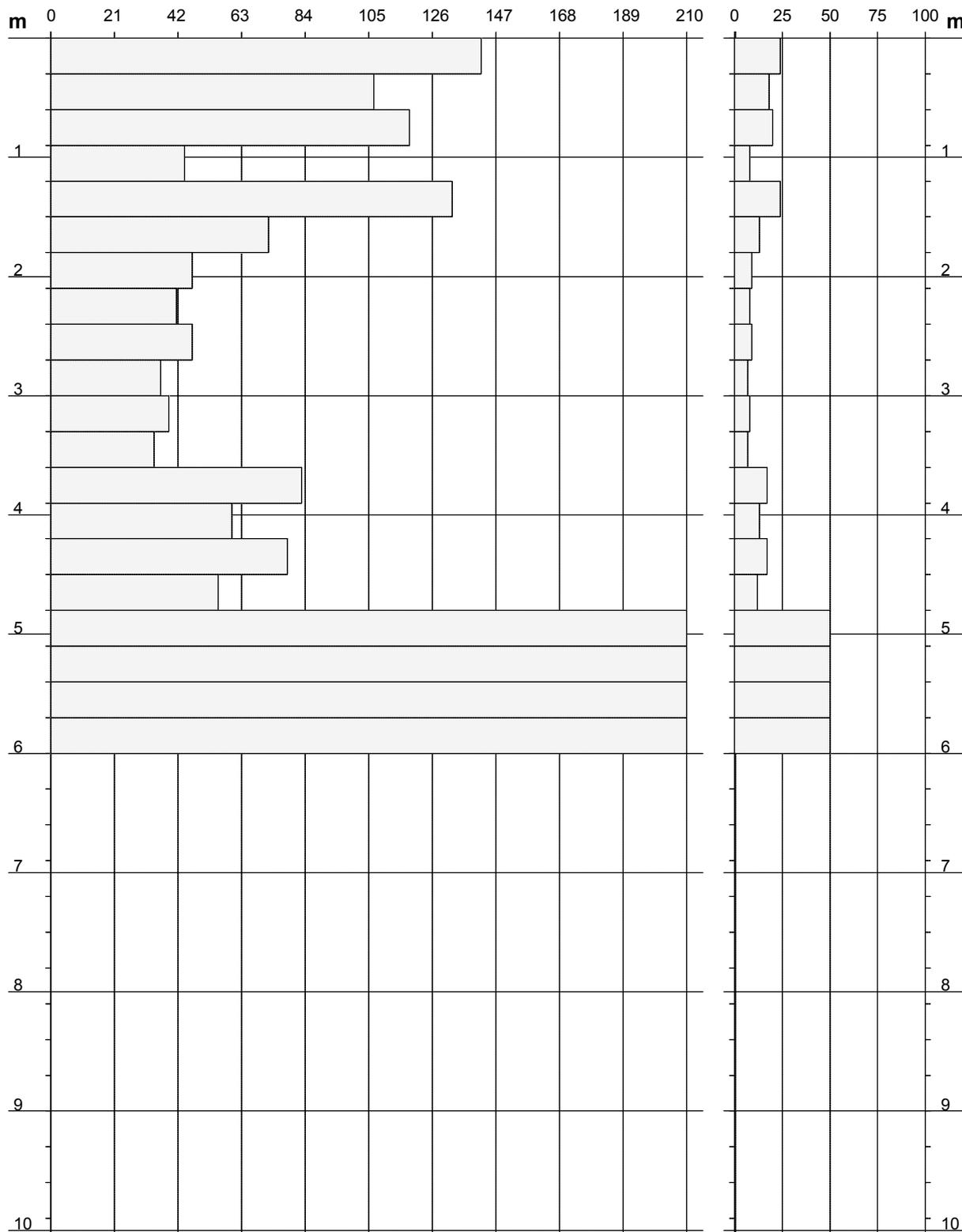
- cantiere : viale Spagna, 156  
- lavoro : Realizzazione soppalco e vasca antincendio  
- località : Cologno Monzese (MI)

- data prova : 15/04/2016  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- data emiss. : 15/04/2016

- assist. cantiere :

**Rpd (kg/cm<sup>2</sup>) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese"**

**N = N(30) n° colpi δ = 30**



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

**DIN 2**

- cantiere : viale Spagna, 156  
- lavoro : Realizzazione soppalco e vasca antincendio  
- località : Cologno Monzese (MI)

- data prova : 15/04/2016  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- data emiss. : 15/04/2016

- assist. cantiere :  
- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,30	5	29,6	1	1	3,00 - 3,30	10	48,7	10	4
0,30 - 0,60	4	23,7	1	1	3,30 - 3,60	10	48,7	7	4
0,60 - 0,90	5	29,6	1	1	3,60 - 3,90	13	63,3	----	4
0,90 - 1,20	9	49,7	5	2	3,90 - 4,20	10	46,0	----	5
1,20 - 1,50	17	93,9	8	2	4,20 - 4,50	34	156,3	----	5
1,50 - 1,80	11	60,8	8	2	4,50 - 4,80	50	229,8	----	5
1,80 - 2,10	9	46,6	5	3	4,80 - 5,10	50	217,6	----	6
2,10 - 2,40	10	51,8	8	3	5,10 - 5,40	50	217,6	----	6
2,40 - 2,70	12	62,1	14	3	5,40 - 5,70	50	217,6	----	6
2,70 - 3,00	14	72,5	13	3					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **SCPT**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,27** cm<sup>2</sup> - D(diam. punta)= **50,80** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [  $\delta = 30$  cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

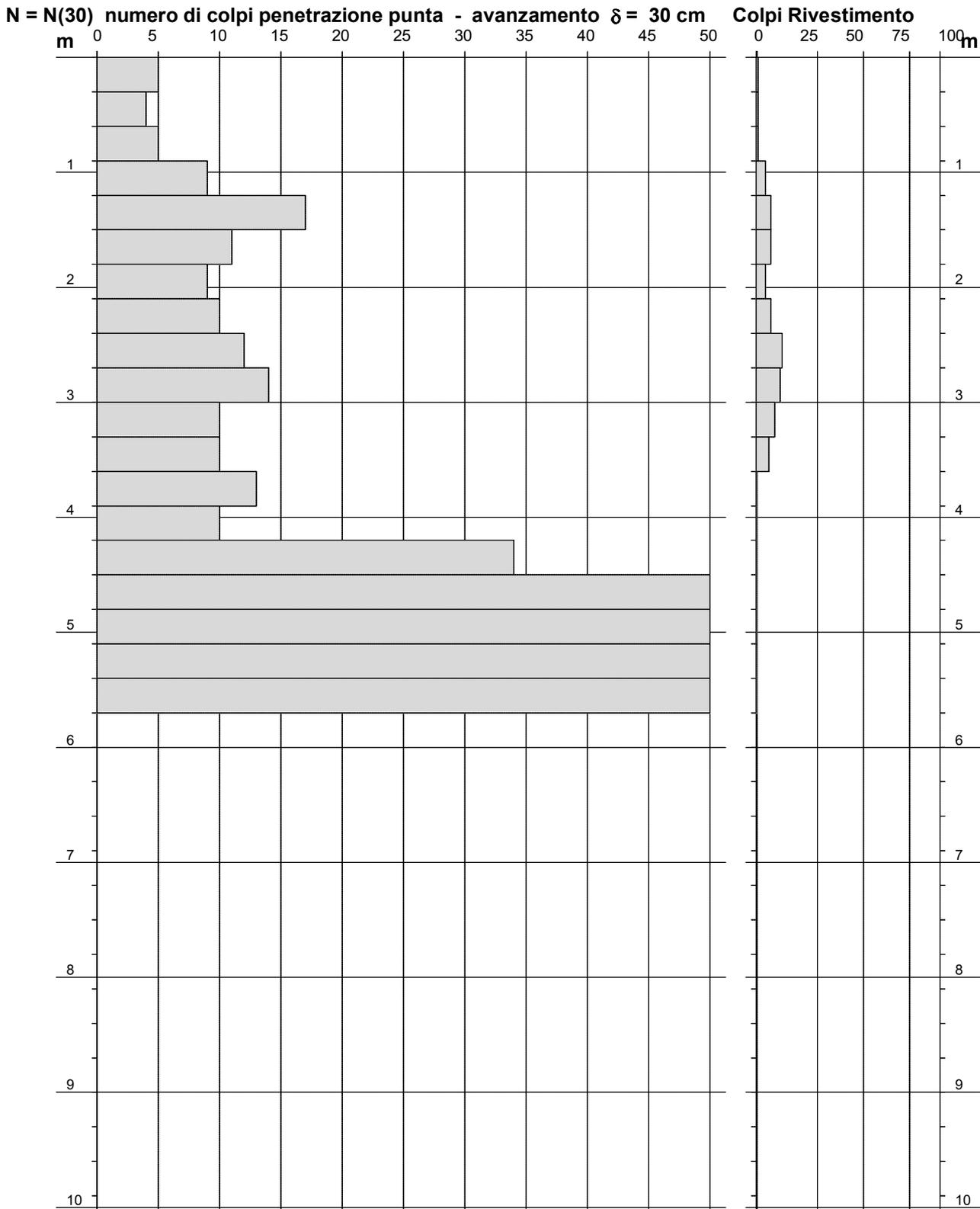
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - RIVESTIMENTO**

**DIN 2**  
Scala 1: 50

- cantiere : viale Spagna, 156  
- lavoro : Realizzazione soppalco e vasca antincendio  
- località : Cologno Monzese (MI)

- data prova : 15/04/2016  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- data emiss. : 15/04/2016

- assist. cantiere :  
- note :



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

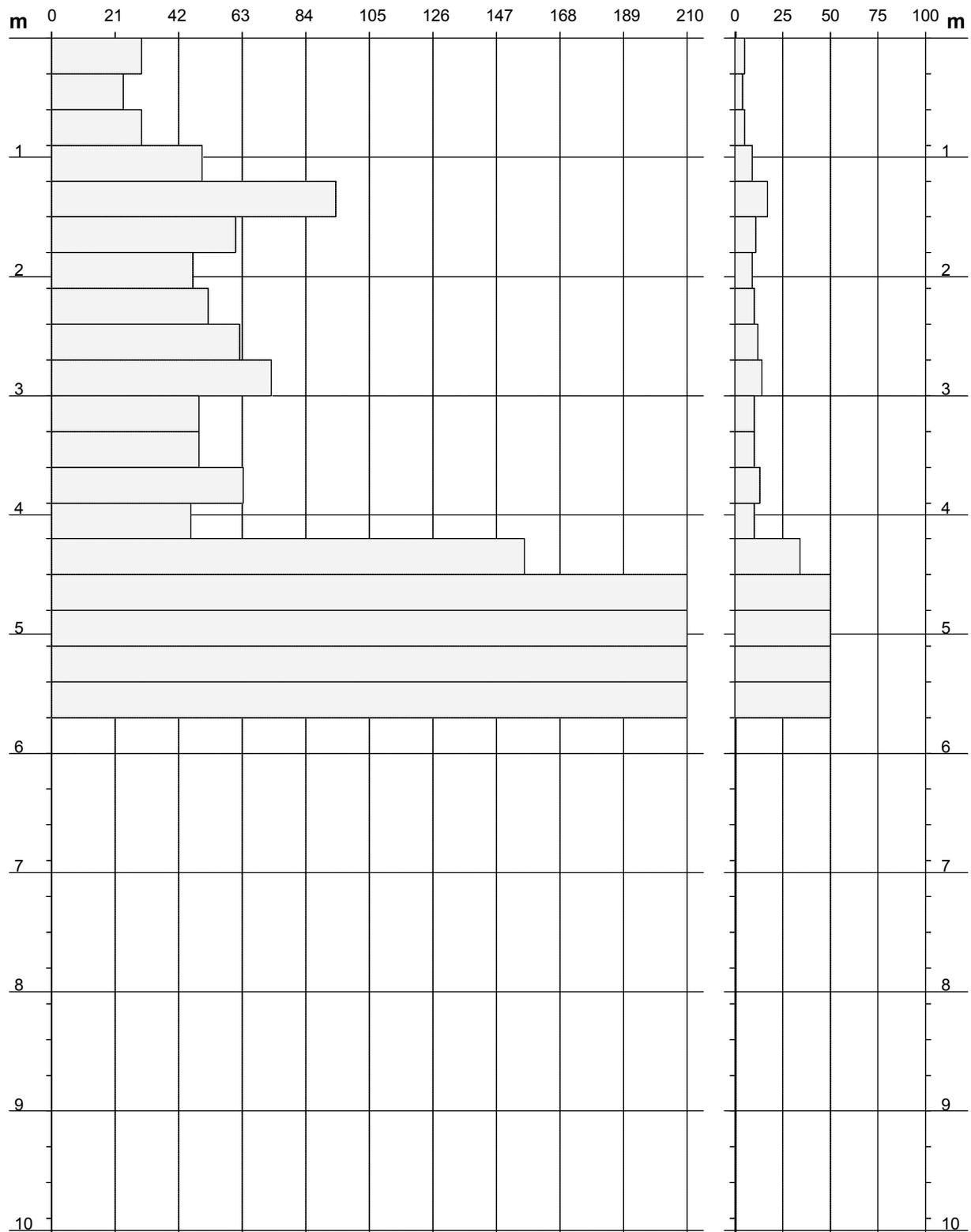
**DIN 2**  
Scala 1: 50

- cantiere : viale Spagna, 156  
- lavoro : Realizzazione soppalco e vasca antincendio  
- località : Cologno Monzese (MI)

- data prova : 15/04/2016  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- data emiss. : 15/04/2016

- assist. cantiere :

**Rpd (kg/cm<sup>2</sup>) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese" N = N(30) n° colpi  $\delta = 30$**



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA****DIN 3**

- cantiere : viale Spagna, 156  
 - lavoro : Realizzazione soppalco e vasca antincendio  
 - località : Cologno Monzese (MI)

- data prova : 15/04/2016  
 - quota inizio : piano campagna  
 - prof. falda : Falda non rilevata  
 - data emiss. : 15/04/2016

- assist. cantiere :  
 - note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,30	5	29,6	1	1	3,00 - 3,30	11	53,6	13	4
0,30 - 0,60	5	29,6	2	1	3,30 - 3,60	10	48,7	16	4
0,60 - 0,90	6	35,5	7	1	3,60 - 3,90	10	48,7	----	4
0,90 - 1,20	6	33,1	13	2	3,90 - 4,20	9	41,4	----	5
1,20 - 1,50	9	49,7	19	2	4,20 - 4,50	17	78,1	----	5
1,50 - 1,80	15	82,8	17	2	4,50 - 4,80	17	78,1	----	5
1,80 - 2,10	11	56,9	16	3	4,80 - 5,10	50	217,6	----	6
2,10 - 2,40	7	36,2	20	3	5,10 - 5,40	50	217,6	----	6
2,40 - 2,70	15	77,6	20	3	5,40 - 5,70	50	217,6	----	6
2,70 - 3,00	5	25,9	14	3					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **SCPT**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,27** cm<sup>2</sup> - D(diam. punta)= **50,80** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [  $\delta = 30$  cm ]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

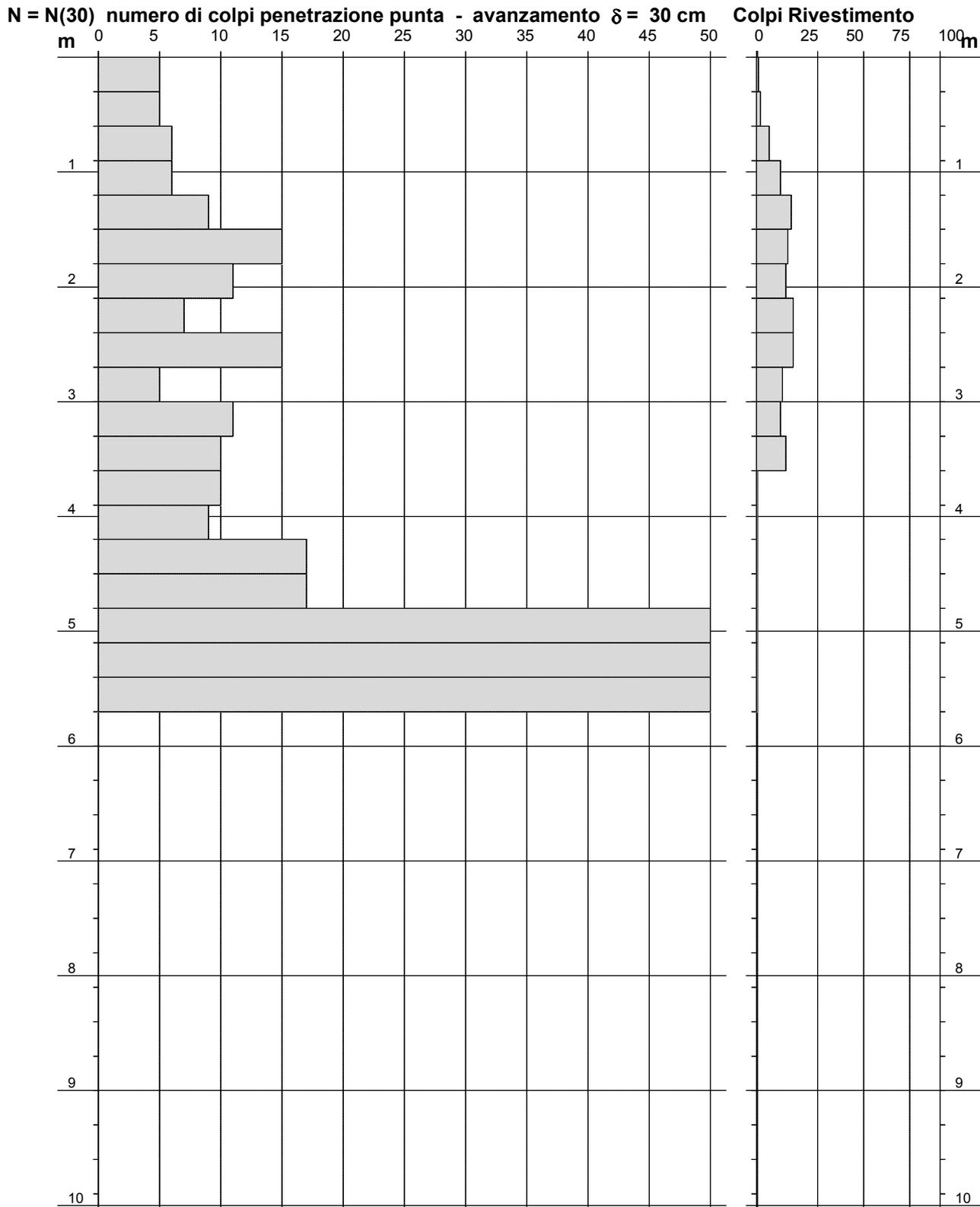
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - RIVESTIMENTO**

**DIN 3**  
Scala 1: 50

- cantiere : viale Spagna, 156  
- lavoro : Realizzazione soppalco e vasca antincendio  
- località : Cologno Monzese (MI)

- data prova : 15/04/2016  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- data emiss. : 15/04/2016

- assist. cantiere :  
- note :



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA**

**DIN 3**  
Scala 1: 50

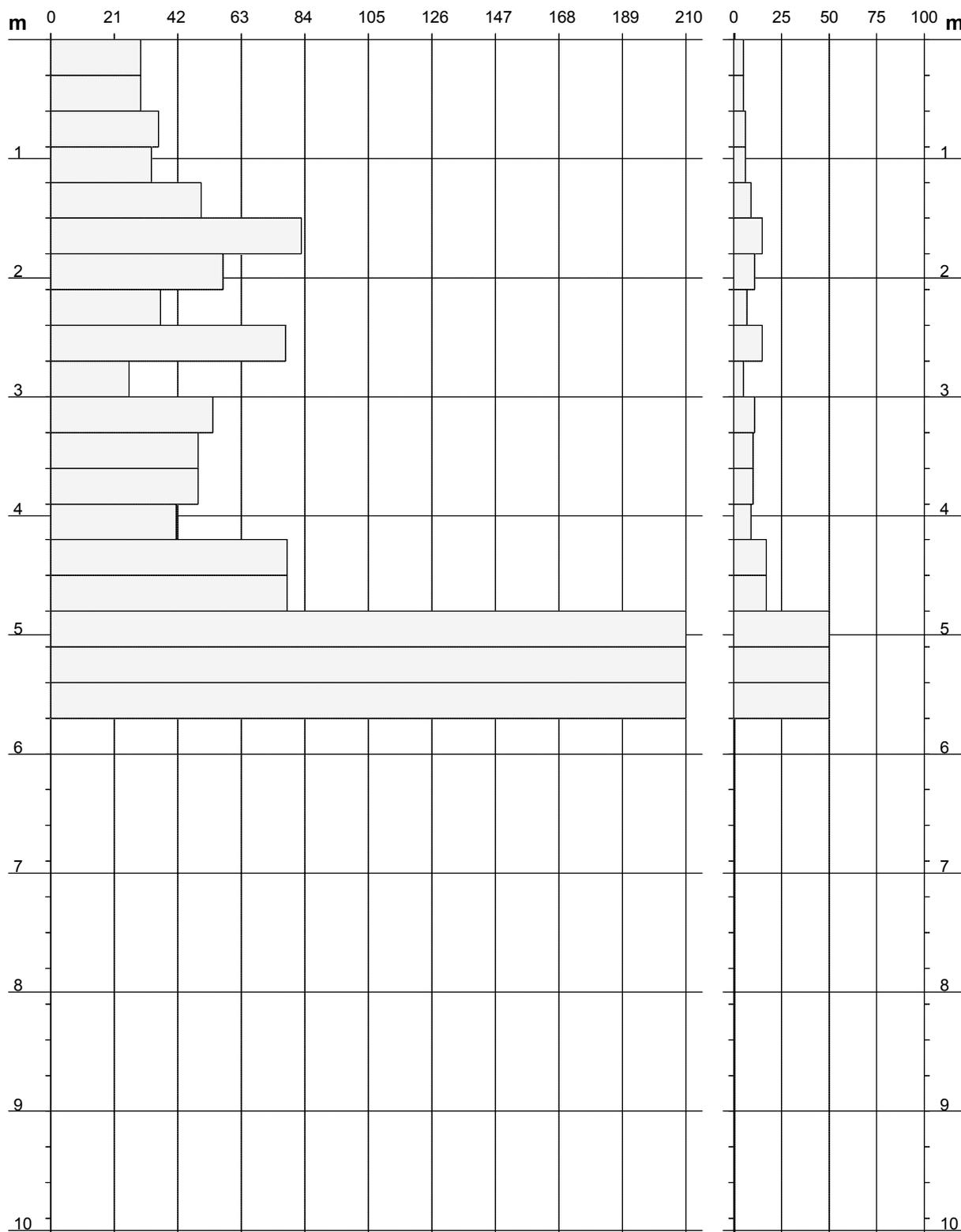
- cantiere : viale Spagna, 156  
- lavoro : Realizzazione soppalco e vasca antincendio  
- località : Cologno Monzese (MI)

- data prova : 15/04/2016  
- quota inizio : piano campagna  
- prof. falda : Falda non rilevata  
- data emiss. : 15/04/2016

- assist. cantiere :

**Rpd (kg/cm<sup>2</sup>) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese"**

**N = N(30) n° colpi  $\delta = 30$**



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT  
PENETROMETRO SUPERPESANTE DEEP DRILL 73-75**

**REALIZZAZIONE SOPPALCO INTERNO, VASCA ANTINCENDIO E CABINA ELETTRICA**

**CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

**COMMITTENTE: STEROID S.p.A. – viale Spagna, 156 – 20093 Cologno Monzese (MI)**

**CANTIERE: viale Spagna, 160 – 20093 Cologno Monzese (MI)**

**DATA: 15 aprile 2016**

**ALLEGATO 3 – MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO**

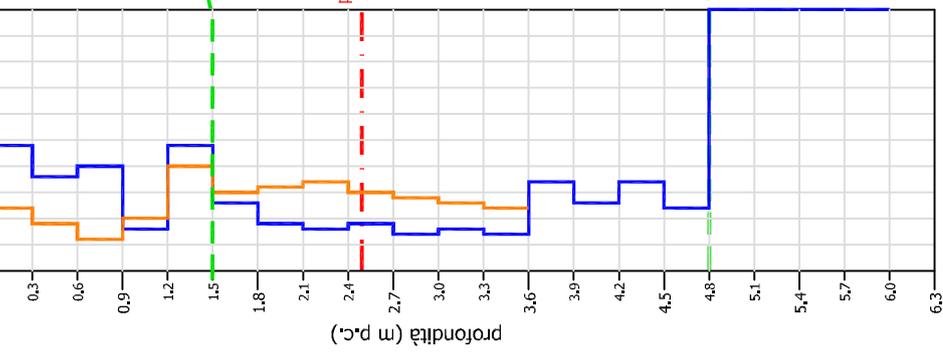
*SEZIONE GEOTECNICA*

# P1

piano campagna

numero colpi/30 cm

profondità (m p.c.)

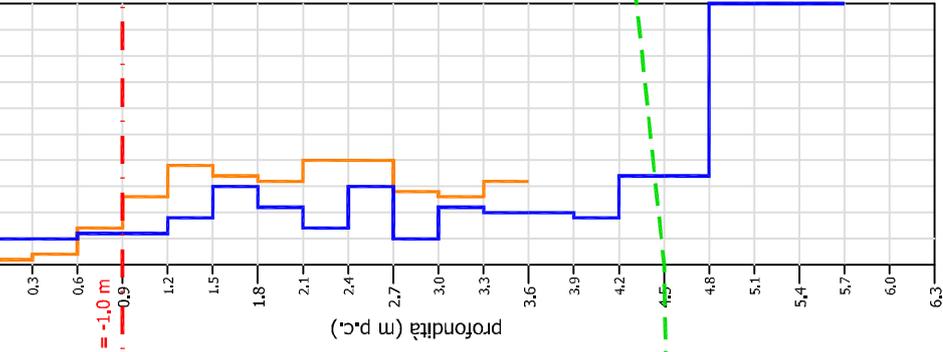


# P3

piano campagna

numero colpi/30 cm

profondità (m p.c.)

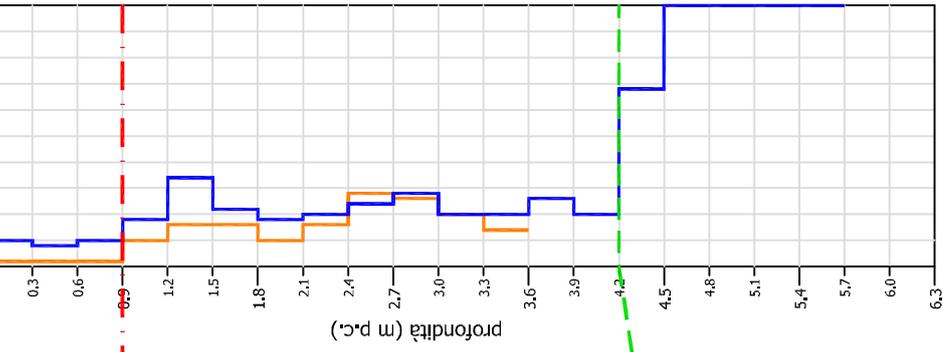


# P2

piano campagna

numero colpi/30 cm

profondità (m p.c.)



numero colpi asta

numero colpi rivestimento

limite orizzonte geotecnico

piano di posa fondazione



## SEZIONE GEOTECNICA

This document was created with Win2PDF available at <http://www.win2pdf.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.  
This page will not be added after purchasing Win2PDF.