

Dott. Geol. Roberto Carimati



Dott. Geol. Giovanni Zaro

Committente: IPINO s.r.l.

Comune: Somma Lombardo (VA)

Località: Via Mazzini

**INDAGINE GEOLOGICO TECNICA PER
COSTRUZIONE EDIFICIO AD USO
COMMERCIALE**

Novembre, 2010

A handwritten signature in blue ink is written across two circular professional seals. The seal on the right is clearly legible and contains the text "ORDINE DEI GEOLOGI DELLA LOMBARDIA" around the perimeter and "Giovanni ZARO" in the center. The seal on the left is partially obscured by the signature.



INDICE

1.	PREMESSA E INQUADRAMENTO TERRITORIALE DELL'AREA	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	4
3.1	Generalità.....	4
3.2	Geologia e litologia.....	4
3.3	Geomorfologia	6
3.4	Cenni di idrografia.....	7
3.5	Acque sotterranee.....	7
4.	FATTIBILITA' GEOLOGICA E VINCOLI.....	8
5.	DEFINIZIONE DELLA ZONA SISMICA DI APPARTENENZA.....	9
6.	INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	12
6.1	Prove penetrometriche dinamiche (DPSH) e correlazione con standard penetration test (SPT)- note metodologiche.....	12
6.2	Analisi preliminare dei risultati delle indagini	13
6.3	Definizione preliminare del campo di variabilità dei parametri geotecnici e modello geotecnico del sottosuolo naturale	13
7.	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO NATURALE.....	18
8.	INTERVENTI DI MANOMISSIONE ANTROPICA PREGRESSI.....	20
9.	METODI DI ANALISI E DI VERIFICA	22
9.1	Stato limite di esercizio (SLE)	24
10.	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	27

APPENDICE 1 GRAFICO RIASSUNTIVO DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE
DINAMICHE



1. PREMESSA E INQUADRAMENTO TERRITORIALE DELL'AREA

La presente relazione è stata redatta su incarico della **IPINO s.r.l.** a supporto del progetto di realizzazione di nuovo edificio ad uso commerciale in via Mazzini in Comune di Somma Lombardo (VA), ed ha quale obiettivo la definizione del modello geologico del sottosuolo e delle caratteristiche geotecniche dei terreni di sedime ai sensi del D.M. 14/01/2008 e della Circolare del C.S.LL.PP. 617/2009 “*Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*”.

Il comparto oggetto del presente studio si localizza in corrispondenza della fascia periurbana settentrionale del centro abitato di Somma Lombardo (VA), in fregio a via Mazzini, come individuato sulla corografia generale di tavola 1 alla scala 1:5.000 estratta dalla Carta Tecnica Regionale (sezioni A4c2, A4c3) e sulla corografia di dettaglio proposta in tavola 2 stralciata dai fogli n. 1 e 2 del rilievo aerofotogrammetrico Comunale.

Il sito di indagine è individuato alle seguenti coordinate geografiche ED50:

Longitudine: 8,703368; latitudine: 45,695038.

Tavola 1 - corografia di inquadramento scala 1:10.000
(base topografica: estratto sezioni A4c2, A4c3 Carta Tecnica Regionale - volo 1994)

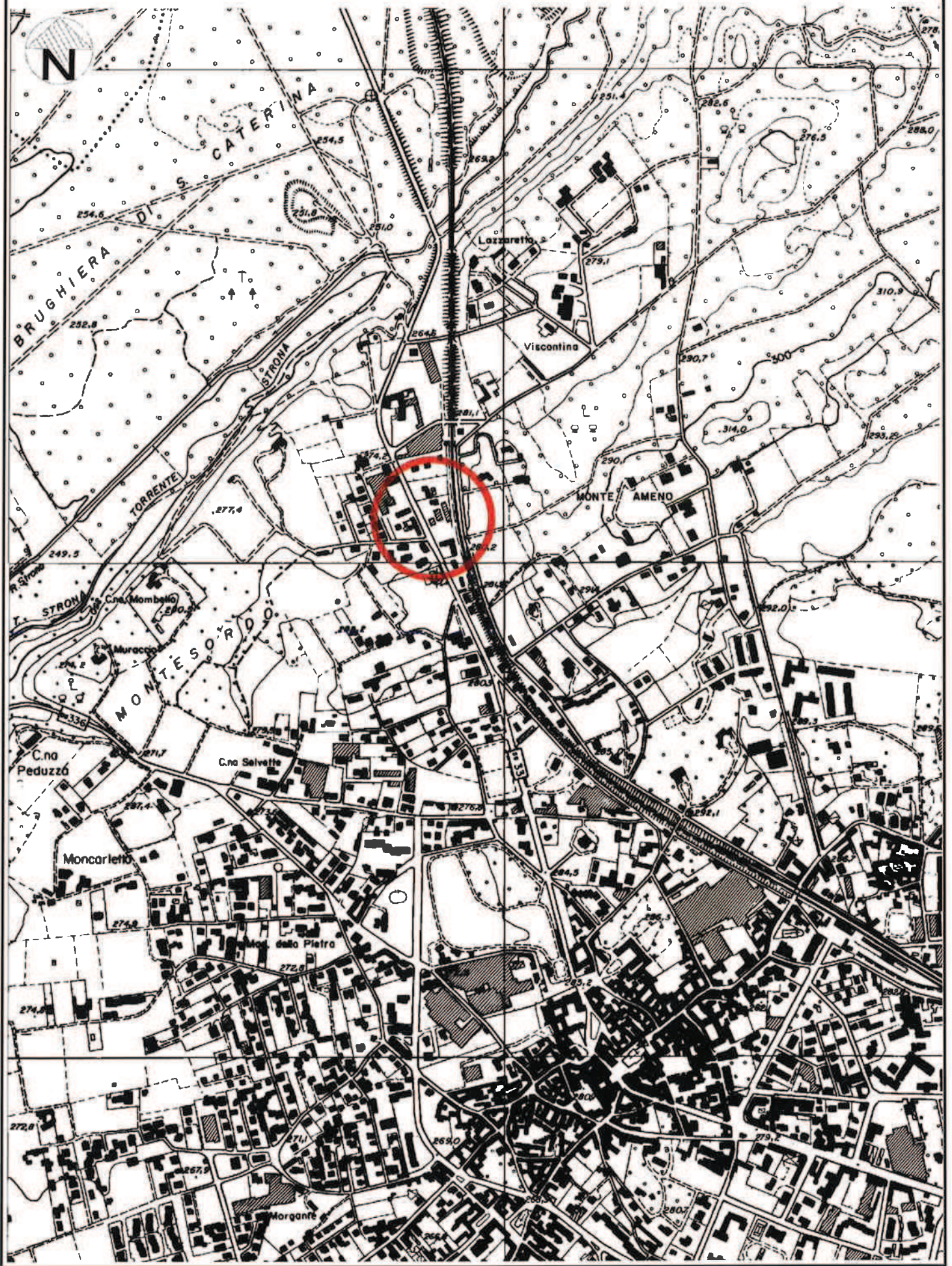


Tavola 2 - corografia di dettaglio scala 1:2.000

(base topografica: estratto fogli n. 1 "Lazzaretto" e n. 2 "Castello" rilievo aerofotogrammetrico comunale)



2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** - Decreto Ministeriale 14.01.2008 Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni (Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30)
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** - Circolare 2 febbraio 2009 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008 (Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n. 27)
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Assemblea Generale** - Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- **Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali (UNI ENV 1997-1:1997)
- **Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica. Parte 2: Progettazione assistita da prove di laboratorio (UNI ENV 1997-2:2002)
- **Eurocodice 7** - Progettazione geotecnica. Parte 3: Progettazione assistita da prove in sito (UNI ENV 1997-3:2002)
- **Eurocodice 8** - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture-Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (EN 1998-5:2003)
- **Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI)** - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti Legge 18 Maggio 1989, n. 183, art. 17, comma 6 ter adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 18 in data 26 aprile 2001 - Norme di attuazione
- **Legge Regionale 11 marzo 2005, n. 12** - Legge per il governo del territorio (B.U.R.L. n. 11 del 16 marzo 2005 - Suppl. Ordinario n. 1)
- **Piano Territoriale di Coordinamento della Provincia di Varese** (approvato con Delibera P.V. n. 27 in data 11.04.2007 B.U.R.L. - serie inserzioni e concorsi n. 18 del 02.05.2007)
- **Studio geologico del territorio comunale** (L.R. n. 12/2005-D.G.R. 22 dicembre 2005 n. 8/1566) giugno 2009.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

3.1 Generalità

L'area in esame ricade nella porzione centrale dell'Anfiteatro del Verbano in corrispondenza delle cerchie moreniche più esterne attribuibili alla massima espansione del lobo glaciale di Somma Lombardo durante l'episodio Golasecca (allineamenti dei cordoni morenici dell'area Monte Ameno-Monte della Guardia) facenti transizione, verso sud, ai terrazzi fluvio-glaciali dell'alta pianura geneticamente legati all'azione erosiva del paleo Ticino e paleo Strona.

I terreni affioranti sono interamente riferibili a depositi quaternari di tipo continentale aventi origine essenzialmente glaciale e fluvio-glaciale-alluvionale: detti corpi, disposti in lembi tra loro ripetutamente sovrapposti con direzioni grosso modo coincidenti con le direttrici degli attuali corsi d'acqua, rappresentano il prodotto dell'erosione ripetuta del substrato roccioso su cui essi poggiano.

3.2 Geologia e litologia

Dato il carattere mirato della presente relazione tecnica in questo capitolo si descrivono le caratteristiche salienti delle unità affioranti, che trovano riscontro nella tavola 3 di inquadramento geologico alla scala 1:5.000 (elencate dalla più recente alla più antica), suddivise in unità informali in base a criteri litologici e morfologici.

Depositi colluviali

Depositi incoerenti prodotti dall'alterazione dei materiali in posto ed accumulatisi dopo breve trasporto per gravità ai piedi dei versanti ove costituiscono falde arealmente discontinue e di spessore variabile limitato a pochi metri.

Litologicamente sono costituiti da prevalenti limi sciolti e/o limi sabbiosi-argillosi.

Alluvioni terrazzate dello Strona e del Ticino attuale (a)

Identificano i depositi alluvionali più recenti limitati all'alveo di piena dei corsi maggiori; sono caratterizzati da prevalenti sabbie (da fini a grossolane a ciottolose) ben lavate, con orizzonti

LEGENDA



DEPOSITI COLLUVIALI



ALLUVIONI TERRAZZATE DELLO STRONA E DEL TICINO ATTUALE (a)

SABBIE (DA FINI A GROSSOLANE O CIOTTOLOSE) E GHIAIE PULITE CON MATRICE ASSENTE O CONFINATA IN LETTI SOTTILI O LENTI; ORIZZONTI FINI, ORGANICI, RICCHI IN MUSCOVITE (LIMITATI ALLE AREE DI ESONDAZIONE DELLO STRONA E DEL TICINO ATTUALE)



LIMI E TORBE DELLE DEPRESSIONI INTERMORENICHE (t)

SEDIMENTI AD ELEVATO CONTENUTO DI RESIDUI VEGETALI INDECOMPOSTI, TORBOSI, ALTERNATI A LIVELLI ARGILLOSI DISCONTINUI E/O LENTI LIMOSE O LIMOSO-SABBIOSE



UNITA' DI SANTA CATERINA (T)

CONGLOMERATI IN MATRICE LIMOSO-ARGILLOSA CON LENTI SABBIOSE. STRATIFICAZIONE ASSENTE O CAOTICA MARCATA A LUOGHI DA ADDENSAMENTO DI SABBIE GROSSOLANE. DEPOSITI DI CONOIDE (DALLO SBOCCO PROGLACIALE ESTERNO AGLI ALLINEAMENTI DI GOLASECCA VERSO SUD).



UNITA' DI SOMMA (S)

CONGLOMERATI IN MATRICE LIMOSO ARGILLOSA E LENTI SABBIOSE. FACIES DI TRANSIZIONE DELL'U. DI SOMMA-ARSAGO AL FLUVIOGLACIALE DELL'U. DI CASENUOVE.



ALLUVIONI DEL "PALEOSTRONA" (P)

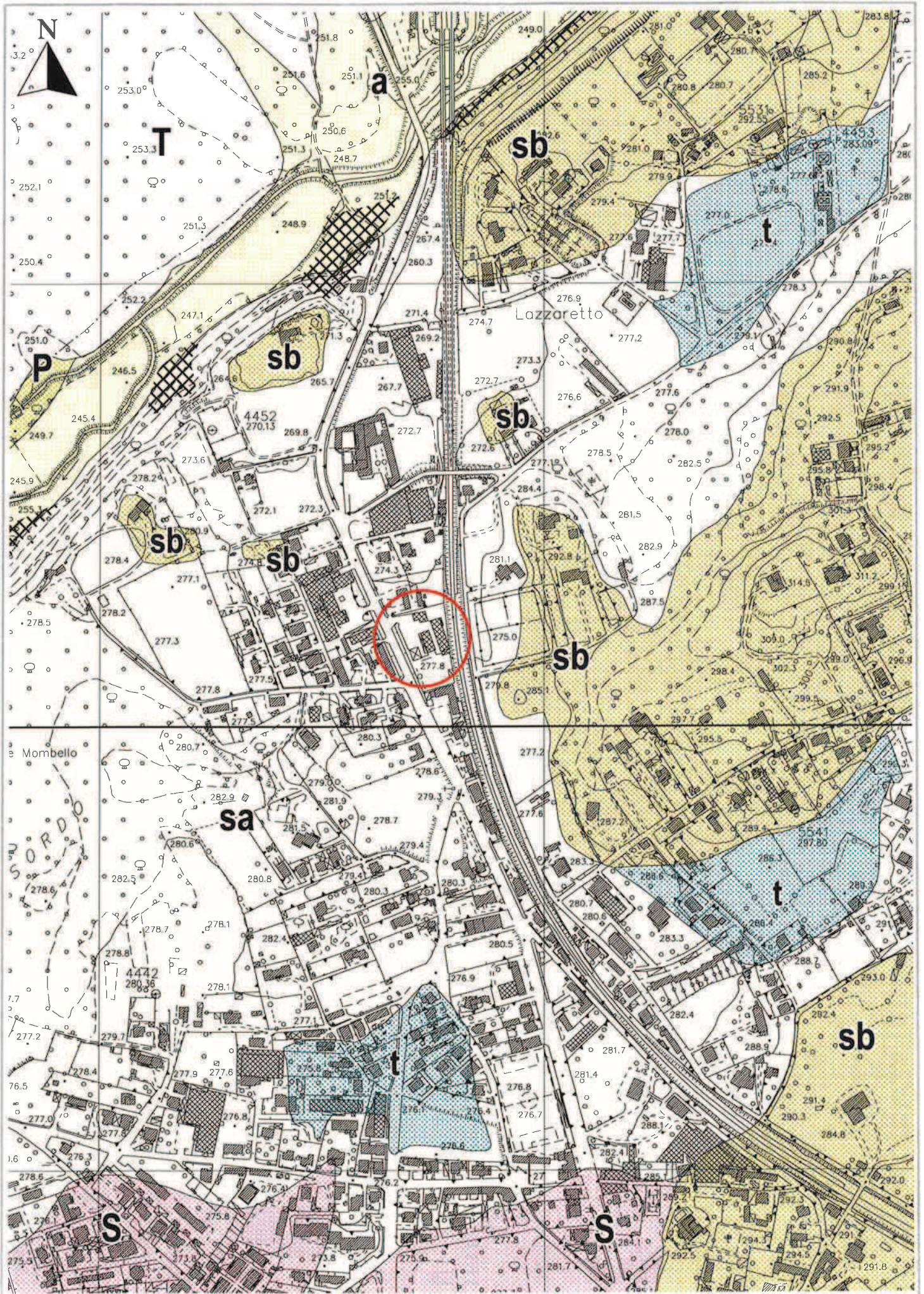
GHIAIE GROSSOLANE E BLOCCHI A GIACITURA CAOTICA, MATRICE SABBIOSA, LENTI E LETTI SABBIOSI E SABBIOSO - MICACEI DISCONTINUI, IRREGOLARMENTE DISTRIBUITI.



UNITA' DI SOMMA - ARSAGO.

DEPOSITI ETEROGENEI DI GHIAIE E SABBIE, CON ABBONDANTE MATRICE LIMOSA OCRA-MARRONE. SPESSO SUOLO MARRONE-NERASTRO ORGANICO. A LUOGHI ADDENSAMENTI SABBIOSI IN TASCHE DECIMETRICHE. ALTERAZIONE NEI CLASTI LIMITATA AI COMPONENTI MENO STABILI (MICHE/FELDSPATI)

sa depositi della morena di fondo
sb depositi della morena frontale



sottili addensati in eventi deposizionali circoscritti al margine di antiche anse fluviali o all'interno di piccole conche di sedimentazione leggermente depresse.

Limi e torbe delle depressioni intermoreniche (I)

Alternanze di livelli limoso-argillosi sottilmente stratificati e materiale organico mineralizzato (torbe) correlabili ai bacini lacustri di acque basse confinati entro le depressioni intermoreniche; trattasi di depositi altamente compressibili, spesso saturi, distribuiti in lembi discontinui di spessore variabile generalmente limitato a pochi metri.

Unità di Santa Caterina (T)

Conglomerati in matrice limoso-argillosa con lenti sabbiose espressione della facies di transizione dell'Unità di Somma-Arsago al fluvioglaciale dell'Unità di Casenuove.

L'ambiente deposizionale è assimilabile a quello di un'ampia conoide che si diffondeva verso sud dallo sbocco proglaciale all'esterno degli allineamenti morenici dell'area di Golasecca; è caratterizzata da stratificazione assente o caotica marcata a luoghi da addensamenti sabbiosi grossolani.

Unità di Somma (S)

Conglomerati in matrice limoso-argillosa con lenti sabbiose che rappresenta, come la precedente, la facies di transizione dell'Unità di Somma – Arsago al fluvioglaciale dell'Unità di Casenuove.

L'ambiente deposizionale è assimilabile a quello di un'ampia conoide che si diffondeva verso sud dallo sbocco proglaciale all'esterno degli allineamenti morenici del fronte del Monte Ameno.

E' caratterizzata da stratificazione assente o caotica, marcata a luoghi da addensamenti sabbiosi grossolani; la transizione al fluvioglaciale più franco (Unità di Casenuove) avviene gradualmente, con fiamme conglomeratiche che si dispongono in giacitura blandamente erosiva sulle assise più regolari del fluvioglaciale.

Alluvioni del "paleo Strona" (P)

Sottile corpo sedimentario costituito da ghiaie grossolane e blocchi a giacitura caotica la cui origine non è probabilmente dovuta a trasporto bensì a isolamento in loco per scalzamento dei

materiali circostanti.

Il tracciato del “paleo Strona” decorreva verosimilmente come emissario della conca lacustre dei Valle Bagnoli e probabilmente dello stesso Lago di Varese.

Unità di Somma–Arsago (sb, sa)

Corrisponde al morenico Wurm ed è caratterizzata da depositi eterogenei con grado di selezione scarso, composti da ghiaie e sabbie in matrice di colore bruno–marrone scuro; localmente sono riconoscibili addensamenti sabbiosi in tasche di estensione non superiore ai pochi decimetri.

I clasti sono sani o debolmente alterati con alterazione limitata ai componenti meno stabili, quali miche scure e feldspati; il suolo si presenta ovunque ben sviluppato, soffice, a tessitura prevalentemente sabbiosa,privo di orizzonti di ossidazione.

3.3 Geomorfologia

L’assetto morfologico generale del territorio è strettamente correlato alla evoluzione geologica, ed in particolare al ripetersi di fasi di avanzamento e di ritiro delle lingue glaciali che hanno dato un’impronta caratteristica al paesaggio, il cui motivo dominante è rappresentato da una successione di blandi rilievi collinari che raggiungono quote medie variabili fra 300 e 340 m s.l.m.

Detti rilievi, disposti secondo allineamenti pressochè paralleli ad andamento medio prevalente SW-NE (allineamenti di cordoni morenici del Monte Ameno-Monte della Guardia) rappresentano in larga parte i depositi di morena frontale cioè i materiali che il ghiacciaio wurmiano spingeva lungo il suo fronte durante la fase di avanzamento e successivamente rilasciava nelle fasi di stasi o di rallentamento durante il ritiro.

La continuità degli allineamenti dei cordoni morenici appare ripetutamente interrotta ad opera degli scaricatori fluvio-glaciali, attivi durante le fasi climatiche più temperate e alimentati dal progressivo scioglimento dei ghiacci durante le fasi di ritiro, responsabili della costruzione delle piane che si sviluppano con sempre maggiore continuità al piede delle cerchie moreniche più esterne (più meridionali) e più antiche.

Le aree comprese fra due edifici morenici adiacenti si configurano generalmente come aree depresse (depressioni intermoreniche) e sono caratterizzate dalla presenza di depositi fini (derivanti dal dilavamento dei versanti dei cordoni morenici) e spesso ricchi di sostanza organica (torbe) con fenomeni di ristagno idrico e formazione di aree umide o palustri.

Più in dettaglio l'area di indagine si configura come una superficie pianeggiante a quota media assoluta di circa 275 m s.l.m. ubicata in corrispondenza dei depositi morenici di fondo dell'Unità di Somma-Arsago (morenico Wurm).

Date le caratteristiche del contesto morfologico in esame e l'inserimento in un contesto urbano caratterizzato da intensa antropizzazione seppure a carattere discontinuo e conseguente stabilizzazione, non si segnalano, attualmente, tipi o processi geomorfologici che possano interagire negativamente con le strutture di progetto.

3.4 Cenni di idrografia

La rete idrografia superficiale è nel suo insieme piuttosto semplice e non particolarmente sviluppata.

I corsi d'acqua più rilevanti riconoscibile nell'intorno dell'area di studio sono rappresentati dalla Roggia Strona e dal Fiume Ticino che tuttavia si localizzano a distanze chilometriche ed a quote tali da non interferire con il sito in esame.

3.5 Acque sotterranee

L'esame dei dati disponibili in letteratura, con particolare riguardo alle stratigrafie dei pozzi pubblici e privati perforati in un intorno significativo dell'area di studio e alle sezioni idrogeologiche a supporto dello studio geologico del territorio comunale evidenziano una falda principale di tipo "libero" sostenuta in un acquifero ghiaioso con un deflusso delle acque sotterranee con direzione media da N-S a NNE-SSW.

La ricostruzione delle isopiezometriche evidenzia una quota di tetto falda posta all'incirca a 200 m s.l.m. corrispondente ad una soggiacenza superiore ai 60 metri tale da garantire l'assenza di ogni possibile interferenza diretta con le strutture di fondazione dell'opera di progetto.

4. FATTIBILITA' GEOLOGICA E VINCOLI

Secondo quanto riportato nello studio geologico del territorio comunale (rif. Tavv. 10a e 10c “Carta della fattibilità geologica delle azioni di piano” alla scala 1:5.000 e 1:2.000 rispettivamente - Studio Tecnico Associato di Geologia, giugno 2009) il lotto di interesse ricade entro la classe di fattibilità geologica II “fattibilità con modeste limitazioni” sottoclasse A “aree subpianeggianti o a debole pendenza di natura morenica caratterizzate da assenza di significativi processi evolutivi in atto”.

Con riferimento alle tavole del PTCP è stata esaminata la seguente documentazione di riferimento: tavola RIS2 “Carta censimento dissesti” (scala 1:25.000) e tavola RIS3 “Carta della pericolosità da frana” (scala 1:50.000) dalle quali emerge l’assenza di dissesti e di pericolosità da frana sull’intero territorio comunale.

L’assenza di rischio di frana con riferimento al sito indagato risulta d’altra parte confermata anche dalle risultanze dello studio di approfondimento condotto nell’ambito dello studio geologico del territorio comunale (rif. allegato 7a “Carta delle acclività e della zonazione della pericolosità da frana” alla scala 1:5.000 - Studio Tecnico Associato di Geologia, giugno 2009) secondo le linee guida dell’Allegato 2 L.R. 12/2005.

Per quanto concerne le limitazioni d’uso del territorio il lotto di terreno in questione non è interessato da vincoli (rif. allegato 6a “Carta dei vincoli” alla scala 1:5.000 - Studio Tecnico Associato di Geologia, giugno 2009).

Si osserva a conclusione che l’area di indagine (rif. tavola RIS5 “Carta tutela delle risorse idriche” del PTCP alla scala 1:50.000) ricade entro il perimetro delle aree individuate come “aree di riserva provinciale” (proposta PTCP) e “aree di riserva integrative” (PTUA Regione Lombardia).

5. DEFINIZIONE DELLA ZONA SISMICA DI APPARTENENZA

Secondo quanto stabilito dalla D.G.R. n. 7/14964 del 7 novembre 2003 in attuazione all’Ordinanza 3274 e s.m.i., il territorio comunale di Somma Lombardo (VA) appartiene alla **zona sismica 4** (rif. figura 1) caratterizzata dal valore di “accelerazione sismica di picco al suolo” (*PGA*: *Peak Ground Acceleration*) $a_g \leq 0,05g$ ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).

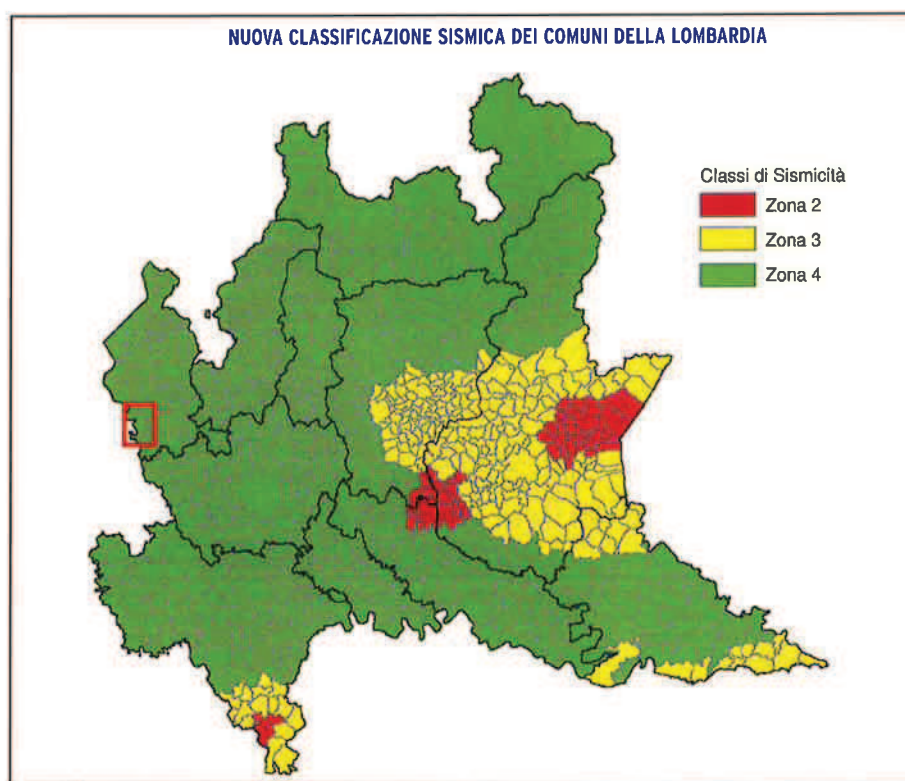


Figura 1: classificazione sismica dei comuni della Lombardia a seguito Ordinanza P.C.M. 3274/2003 (D.G.R. n. 7/14964 del 7 novembre 2003)

In particolare, come da figura 2 di seguito proposta, la mappa dei valori dell’accelerazione orizzontale massima (*PGA*) che ha la probabilità del 10% di essere superata almeno una volta nei prossimi 50 anni evidenza per il territorio di Somma Lombardo un valore di *PGA* compreso tra 0.025 e 0.05g (elaborazione INGV, 2004 e 2006).

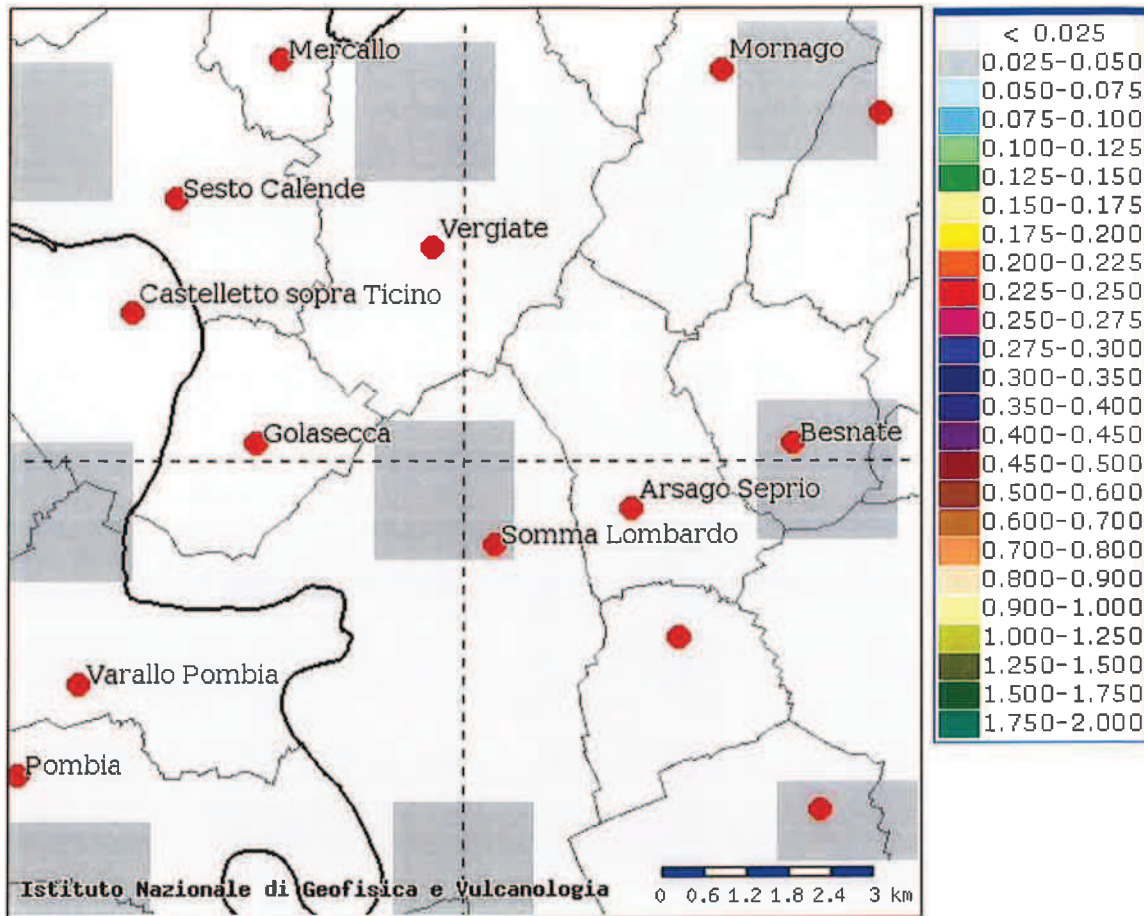


Figura 2: valori di PGA espressi come frazione di g con il 10% di eccedenza nei prossimi 50 anni relativi al Comune di Somma Lombardo (elaborazione INGV, 2006)

In relazione alle caratteristiche geologiche e geomorfologiche **l'area in esame**, in base alla conclusione dell'analisi di I^o livello ai sensi dell'Allegato 5 L.R. 12/2005 (rif. Tav. 8a "Carta della zonazione sismica preliminare" alla scala 1:5.000 - Studio Tecnico Associato di Geologia, giugno 2009) rientra nello **scenario di pericolosità sismica locale Z4c** "Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi" per la quale, in caso di evento sismico, gli effetti prevedibili sono quelli di amplificazioni litologiche e geometriche.

Con riferimento alla categoria di suolo di fondazione sulla base dei dati attualmente disponibili è possibile solo stimare per il caso oggetto di studio l'appartenenza alla categoria "C" o "B" secondo l'approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III NTC); qualora necessaria in fase di progettazione strutturale la categoria di suolo di fondazione dovrà essere determinata mediante specifica indagine geofisica in sito.

Con riferimento alle condizioni topografiche (rif. Tabella 3.2.IV NTC) la categoria topografica entro cui si può inquadrare l'area di indagine è la T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) a cui corrisponde un valore unitario del coefficiente di amplificazione topografica S_T .

Quanto alla vita nominale V_N , ovvero il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (rif. Tabella 2.4.I delle NTC) dai tabulati di riferimento l'opera in progetto è assimilabile al tipo di costruzione "2" "opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" a cui corrisponde una $V_N \geq 50$ anni

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche le costruzioni vengono poi suddivise in classi d'uso standardizzate: in base alle caratteristiche e alla destinazione d'uso l'opera di progetto ricade nella classe d'uso II "costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti".

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione alla vita di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U definito, al variare della classe d'uso, secondo la relazione (Tabella 2.4.II delle NTC-08):

$$V_R = V_N * C_U$$

Essendo per la classe d'uso II il valore di C_U unitario si ottiene una V_R di 50 anni

In sintesi per la progettazione sismica con riferimento all'opera di progetto:

Vita nominale V_N : 50 anni;

Classe d'uso: II (cui corrisponde $C_U = 1$);

Vita di riferimento V_R : 50 anni;

Categoria topografica: T1.

Coefficiente di amplificazione topografica S_T : 1;

Categoria suolo: non determinabile sulla base dei dati a disposizione (stimata: C o B).

6. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Al fine di ottenere un modello geotecnico rappresentativo della situazione locale, ovvero uno schema delle condizioni stratigrafiche e delle proprietà fisico-meccanica dei terreni, in data 22 ottobre c.a., sono state eseguite n. 4 prove penetrometriche dinamiche continue per la cui ubicazione si rimanda a quanto riportato in tavola 4 (scala 1:500 su rilievo aerofotogrammetrico comunale).

6.1 *Prove penetrometriche dinamiche (DPSH) e correlazione con standard penetration test (SPT)- note metodologiche*

Come anticipato all'inizio di questo capitolo sono state eseguite n. 4 prove penetrometriche dinamiche con penetrometro PAGANI superpesante (tipo DPSH), con le seguenti caratteristiche:

massa battente	63.5 Kg
diametro punta conica	50.5 mm
altezza di caduta	750 mm

I profili di avanzamento relativi alle singole stazioni di prova sono raccolti in appendice 1.

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi NSPT ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di riportare il numero di colpi di una prova dinamica (N_{SCPT}) con N_{SPT} .

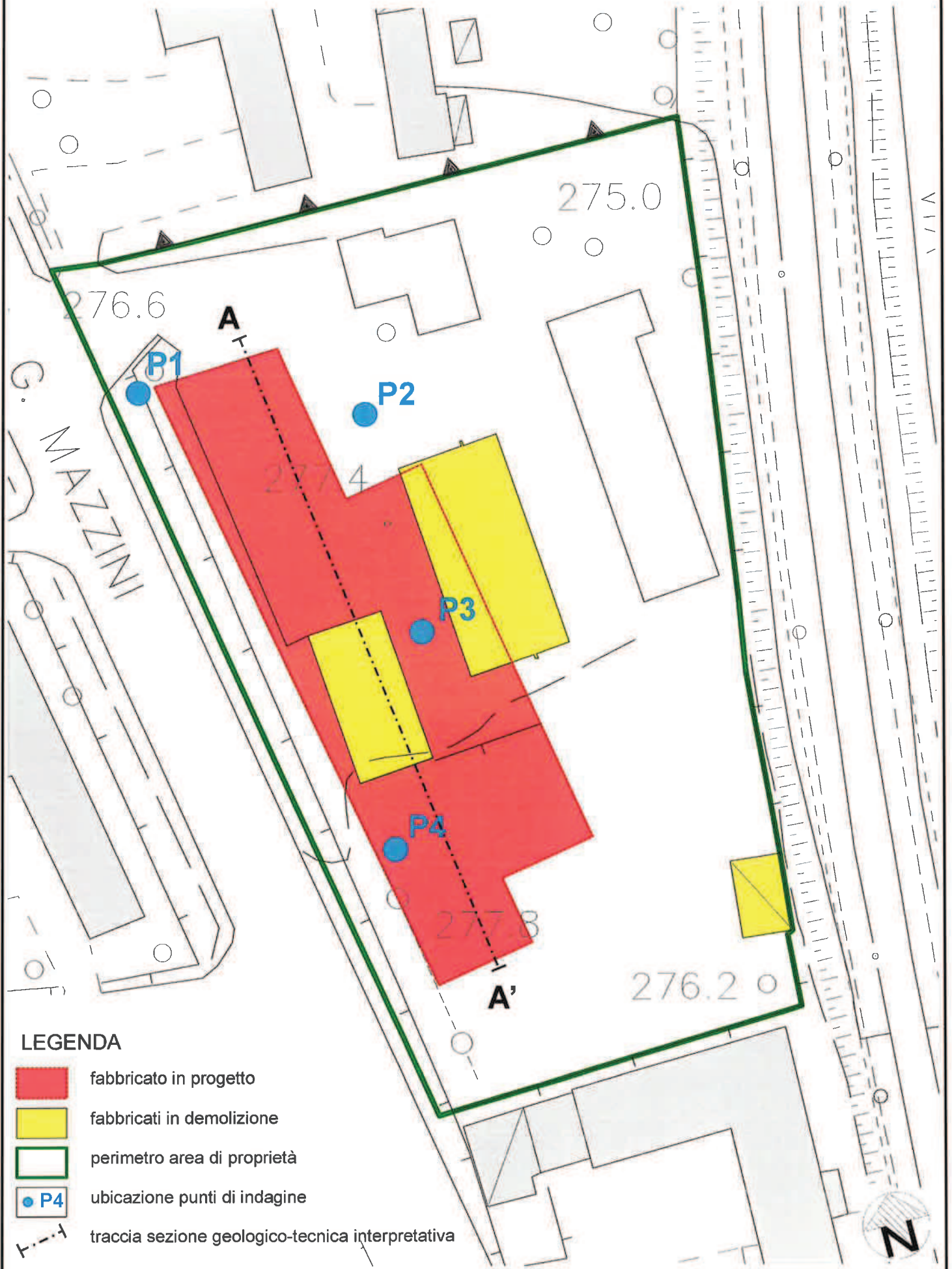
Il passaggio viene dato da:

$$N_{SPT} = \beta t N$$






In cui βt viene definito come rapporto fra l'energia specifica per colpo del penetrometro (Q) e l'energia specifica per colpo della prova standard SPT (Q_{SPT}).

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

Tavola 4 - individuazione dei punti di indagine scala 1:500
(base topografica: estratto rilievo aerofotogrammetrico comunale)



LEGENDA

-  fabbricati in progetto
-  fabbricati in demolizione
-  perimetro area di proprietà
-  ubicazione punti di indagine
-  traccia sezione geologico-tecnica interpretativa

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M = peso massa battente;

M' = peso aste;

H = altezza di caduta;

A = area base punta conica;

δ = passo di avanzamento.

Sulla base di numerose e consolidate correlazioni si ritiene come ragionevolmente conservativo utilizzare la seguente correlazione: $N_{SPT} / N_{SCPT} = 1$.

6.2 *Analisi preliminare dei risultati delle indagini*

Dall'esame dei profili di avanzamento delle prove effettuate e a commento delle stesse è possibile formulare le seguenti osservazioni preliminari e di carattere generale:

- in tutte le prove è stato conseguito il rifiuto strumentale a profondità variabili fra un massimo di circa 8.0 m p.c. (P4) ed un minimo di circa 5.5 m p.c. (P3);
- durante la fase di recupero delle aste non è stata rilevata presenza di acqua;
- i profili di avanzamento mostrano una sostanziale omogeneità ed in particolare evidenziano l'occorrenza di terreni con buone caratteristiche tecniche (depositi glaciali), da mediamente addensati ad addensati, con un trend che sottolinea un generale miglioramento delle caratteristiche dei materiali con l'incremento della profondità.

6.3 *Definizione preliminare del campo di variabilità dei parametri geotecnici e modello geotecnico del sottosuolo naturale*

Per la stima dei range di variabilità dei parametri geotecnici fondamentali quale passo necessario per la definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici si sono utilizzate le più note e diffuse correlazioni, basate sui dati SPT confrontati con le litologie in esame; ove possibile si sono utilizzati diversi approcci, confrontandone criticamente i risultati ottenuti.

Sono stati adottati i seguenti criteri generali:

- descrizione litologico - tecnica secondo le norme di classificazione della Associazione

Geotecnica Italiana A.G.I. 1977;

- classificazione granulometrica secondo le norme tecniche del Sistema Unificato USCS (Unified Soil Classification System) adottato dal Corps of Engineers del Bureau of Reclamation degli U.S.A., basate sostanzialmente sulle norme ASTM (D2487-75, ecc.) che permettono di dare una precisa definizione tecnica dei terreni;

- indicazione sullo stato di consistenza o di addensamento: si sono utilizzate le correlazioni Terzaghi-Peck (1948) e Skempton (1986);

- indicazione della densità relativa basata su correlazione con i valori di resistenza normalizzati, (Gibbs ed Holtz, 1957 da USBR Earth Manual);

- indicazione stimata dell'angolo d'attrito, basata su valori tipici riportati in letteratura per terreni analoghi;

- suddivisione della successione litostratigrafica in unità geotecniche sovrapposte.

Per definire il valore del **grado di addensamento dei terreni** (D_r) attraversati si è utilizzata come riferimento di base la relazione proposta da Gibbs & Holtz (1957) espressa nella seguente formulazione

$$D_r = 21 \cdot \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma_v + 0.7}}$$

confrontato con la relazione proposta da Schultze & Menzenbach (1961)

$$\ln D_r = 0.478 \cdot \ln N_{SPT} - 0.262 \cdot \ln \sigma_v + 2.84$$

dove σ_v = pressione efficace in kg/cm² alla quota della prova SPT.

Per la determinazione del campo di variabilità dell'**angolo di resistenza al taglio** (φ') la relazione di riferimento utilizzata è quella di Mello (1971)

$$\varphi' = 19 - 0.38 \sigma'_{vo} + 8.73 \log(N_{spt})$$

confrontato con il metodo di Hatanaka et al. (1998):

$$\varphi' = 3.5 \sqrt{N_{1.60}} + 22.3$$

e la formula del Road Bridge Specification (1982)

$$\varphi' = \sqrt{15 N_{SPT}} + 15$$

Per la definizione del **modulo elastico** (E) la formula impiegata è quella di D'Appolonia et al. (1970)

$$E \text{ (MPa)} = 7.46 + 0.517 N_{SPT}$$

Alla luce delle risultanze emerse a seguito della campagna di indagini geognostiche si può sostanzialmente schematizzare il terreno naturale presente sul sedime di proprietà secondo il modello di seguito proposto (rif. tavola 6 sezione geologico-tecnica schematica interpretativa):

Unità A

Descrizione: materiale molto sciolto riferibile a terreno coltivo e primo sottocoltivo (litologia probabile: prevalente limo e/o limo sabbioso-argilloso); probabili fenomeni di rimaneggiamento antropico

Profondità (m p.c.): limitatamente alla prova P1 fino a circa 1.5 m p.c.; in corrispondenza della verticale P4 materiali sciolti riferibili all'unità A sono presenti come intercalazioni/lenti di spessore pluri decimetrico entro l'unità B

Resistenza alla penetrazione media (colpi/piede): 2-4

Peso di volume naturale (γ) (KN/mc): 15-16.5 (stimato)

Densità relativa (%): 20-35

Angolo di resistenza al taglio (φ') ($^\circ$): 22-25

Coesione (c') (KPa): 20-60

Modulo elastico (MPa): 1,9-4,5

Unità B

Descrizione: materiale da debolmente a mediamente addensato a comportamento incoerente (attritivo) (litologia probabile: prevalenti sabbie e sabbie limose con subordinata ghiaia); probabili fenomeni di rimaneggiamento antropico

Profondità (m p.c.): da p.c. fino a circa 250-350 cm p.c. (spessore 250-350 cm; in corrispondenza della prova P1 ridotto a circa 150 cm)

quota intonaco ultimo piano abitabile +9.32

Robbatoio P230000

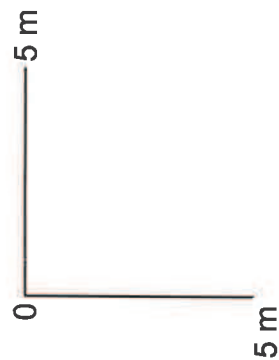
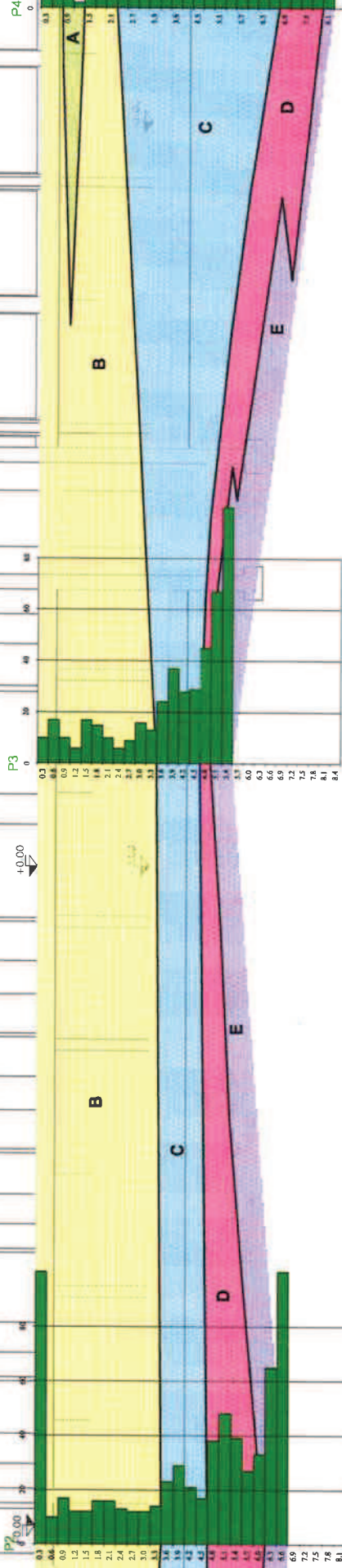
+1.70

+0.00

P2

P3

P4



- - - - - NsPT 2-4 colpi

- - - - - NsPT 11-13 colpi

- - - - - NsPT 20-30 colpi

- - - - - NsPT 35-50 colpi

NsPT >60 colpi/rifuto

Resistenza alla penetrazione media (colpi/piede): 11-13

Peso di volume naturale (γ) (KN/mc): 17–18 (stimato)

Densità relativa (%): 30-55

Angolo di resistenza al taglio (φ') ($^{\circ}$): 26-28

Coesione (c') (KPa): 0-10

Modulo elastico (MPa): 8.0–15.8

Unità C

Descrizione: terreni incoerenti mediamente addensati a prevalenti sabbie ghiaiose e ciottoli con frazione limoso-argillosa subordinata

Profondità (m p.c.): dalla base dell'unità B fino a 450-650 cm p.c. (spessore mediamente variabile fra 150-450 cm)

Resistenza alla penetrazione media (colpi/piede): 20-30

Peso di volume naturale (γ) (KN/mc): 18.0–19.5 (stimato)

Densità relativa (%): 50-70

Angolo di resistenza al taglio (φ') ($^{\circ}$): 30-34

Coesione (c') (KPa): 0-5

Modulo elastico (MPa): 17-33

Unità D

Descrizione: materiali incoerenti addensati riferibili a prevalenti sabbie e ghiaie con ciottoli

Profondità (m p.c.): dalla base dell'unità C (450-650 cm p.c.) per spessori massimi dell'ordine di 150 cm

Resistenza alla penetrazione media (colpi/piede): 35-50

Peso di volume naturale (γ) (KN/mc): 19.5-21 (stimato)

Densità relativa (%): 65–85

Angolo di resistenza al taglio (φ') ($^{\circ}$): 34-38

Coesione: --

Modulo elastico (MPa): 35-55

Unità E

Descrizione: materiali incoerenti molto addensati riferibili a prevalenti ghiaie e sabbie con ciottoli

Profondità (m p.c.): dalla base dell'unità D a fine prova

Resistenza alla penetrazione media (colpi/piede): >60 a rifiuto strumentale

Peso di volume naturale (γ) (KN/mc): 19.5-21 (stimato)

Densità relativa (%): 65–90

Angolo di resistenza al taglio (φ') (°): 40-42

Coesione: --

Modulo elastico (MPa): 40-58

7. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO NATURALE

Alla luce dei risultati ottenuti nel corso della campagna di indagini geognostiche e di quanto esposto nei capitoli precedenti il volume significativo (unità B+C+D+E) per l'area di sedime può essere schematizzato come di seguito proposto (si è esclusa la Unità A in quanto superficiale e non interessabile da eventuali opere):

unità	N _{SPT} medio	litologia presunta	profondità (m p.c.)	γ_d (KN/mc)	Dr (%)	ϕ' (°)	E (MPa)	c_u (KPa)
B	18-19	sabbie e sabbie limose con subordinata ghiaia; possibile rimaneggiamento antropico	p.c.÷2.5/3.5	17.0÷18.0	30÷55	26÷28	8.0÷15.8	--
C	25-50	sabbie ghiaiose e ciottoli con frazione limoso-argillosa subordinata	2.5-3.5/4.5-6.5	18.0÷19.5	50÷70	30÷34	17÷33	--
D	35-50	sabbie e ghiaie con ciottoli	4.5-6.5/6.0-8.0	19.5÷21.0	65÷85	34÷38	35÷55	--
E	>60-rif.	ghiaie e sabbie con ciottoli	6.0-8.0 a fine prova	19.5÷21.0	65÷90	40÷42	40÷58	--

Partendo dai range di variabilità dei parametri geotecnici delle “unità omogenee” come sopra definite si è proceduto alla definizione dei valori caratteristici X_k definiti secondo l'Eurocodice 7 e le NTC come una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite.

Per le unità che definiscono il volume significativo considerate materiali granulari a comportamento attritivo vengono assunti i seguenti parametri caratteristici di riferimento:

Unità	ϕ caratteristico (ϕ_k)
B	27.0
C	30.0
D	35.0
E	40.0

In via cautelativa è stato considerato nullo il contributo dovuto alla coesione; l'unità A non è stata caratterizzata in quanto se ne deve prevedere l'integrale asportazione in relazione sia alle caratteristiche scadenti proprie sia alla possibile occorrenza di fenomeni di rimaneggiamento antropico.

8. INTERVENTI DI MANOMISSIONE ANTROPICA PREGRESSI

L'area di intervento in esame si localizza all'interno di zona interessata dalla presenza di struttura di deposito e commercio prodotti petroliferi per riscaldamento e trazione operante in loco dagli anni 60 e attualmente dismessa.

In tale ottica, in tempi recenti l'area è stata complessivamente interessata da interventi di bonifica ed eliminazione delle strutture e cisterne interrato esistenti, nonché dalla esecuzione di indagini ambientali finalizzate all'accertamento delle condizioni dei terreni presenti in loco.

Sulla base delle documentazioni di indagine acquisite, le predette operazioni hanno in prevalenza interessato le porzioni centrali e meridionali dell'area in esame venendo in larga parte a sovrapporsi alle aree di prevista nuova edificazione (tavola 5).

Le profondità di effettuazione delle trincee risultano complessivamente variabili fino a un massimo di 8 – 9 metri da p.c.

In considerazione dell'avvenuta asportazione di parte dei materiali di scavo in quanto contaminati, nonché delle cisterne originariamente presenti, le trincee risultano successivamente riempite in parte con i terreni di risulta, in parte con materiali esterni anche provenienti da impianto trattamento demolizioni; per la effettuazione dei riempimenti, non risultano applicate particolari modalità operative atte a garantire una idonea costipazione dei materiali riportati.

In questo contesto, l'area in esame appare aver subito rilevanti modifiche che hanno comportato la complessiva alterazione delle originarie caratteristiche geotecniche dei terreni presenti in loco, anche per spessori considerevoli.

Tale situazione appare peraltro ulteriormente aggravata dalla assenza di precise indicazioni relativamente alla possibile occorrenza anche di pregressi diversi interventi effettuati durante lo svolgimento della attività del precedente insediamento (posa o eliminazione di cisterne, scavi, ecc.).

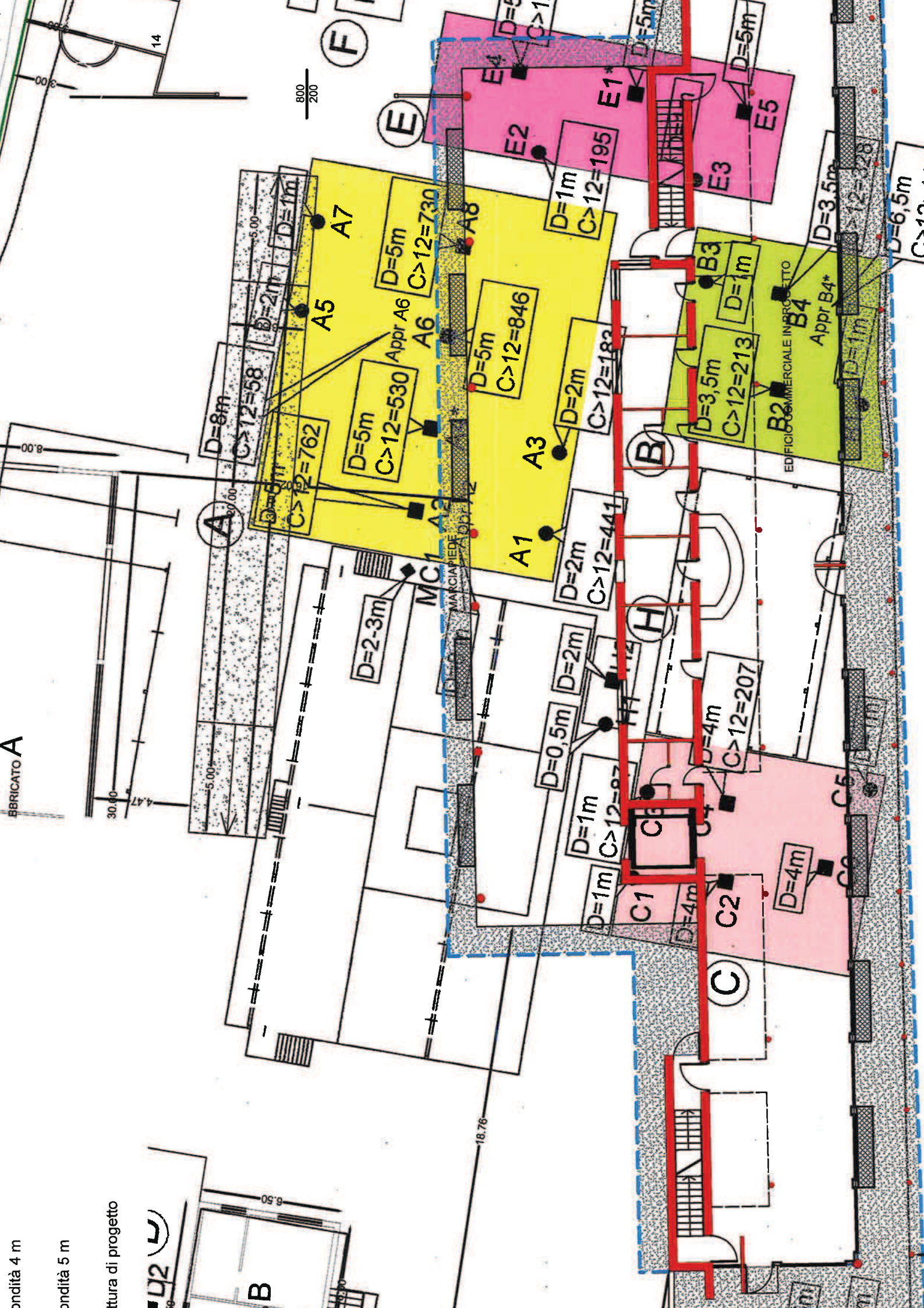
Nel complesso il quadro generale pertinente le caratteristiche geotecniche dei terreni naturali presenti in loco appare pertanto aver subito possibili consistenti alterazioni distribuite su areali e spessori molto variabili da zona a zona; in questo contesto è ragionevole supporre la possibilità di innesco di cedimenti differenziali molto variabili anche nell'ambito di areali ristretti.

FABBRICATO A

Spandità 4 m

Spandità 5 m

Struttura di progetto





Alla luce di quanto sopra accennato la realizzazione delle opere di appoggio fondazionale deve essere effettuata secondo modalità operative tali da garantire l'insorgenza di cedimenti differenziali connessi con la potenziale occorrenza (anche entro areali molto ristretti) di rilevanti variazioni dei terreni d'appoggio.

9. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) sono effettuate nel rispetto dei principi delineati nel paragrafo 6.2.3 delle NTC.

In particolare dato che il Comune di Somma Lombardo è classificato in zona sismica 4 quindi contraddistinto da un basso grado di sismicità secondo quanto specificato al punto 2.7 delle NTC e dalle Istruzioni CSLP “Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 – G.U. n.47 del 26 febbraio 2009 . S.O. n. 27” per le costruzioni di tipo 1 e 2 e di classe d’uso I e II, in siti ricadenti in Zona 4 - pericolosità sismica molto bassa - le verifiche di sicurezza possono essere condotte alle tensioni ammissibili (D.M. 11.03.’88 e D.M. 16.01.’96).

Pertanto nel presente studio verrà applicato il metodo alle tensioni ammissibili per la definizione del carico ammissibile in condizioni statiche; per eventuali valutazioni in condizioni sismiche necessarie in fase di progettazione strutturale (ove richieste) sarà necessario prevedere una definizione rigorosa della categoria di suolo di fondazione mediante misurazione diretta della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_{S30} .

Il progetto prevede la realizzazione di nuovo edificio ad uso commerciale articolato su complessivi quattro livelli:

- ✓ livello -1: volume interrato di altezza utile 250 cm con quota del piano di calpestio a -300 cm dallo 0 di progetto (coincidente con la quota di p.c.);
- ✓ livello 0: volume fuori terra corrispondente al piano terra di altezza utile 320 cm con quota del piano di calpestio coincidente con la quota p.c.;
- ✓ livello 1: volume fuori terra corrispondente al piano primo di altezza utile 320 cm con quota del piano di calpestio pari a +370 cm;
- ✓ livello 2: volume fuori terra corrispondente a sottotetto di altezza massima 220 cm con quota del piano di calpestio a +740 cm.

Sulla base delle sezioni di progetto fornite dalla Committenza il piano di posa delle fondazioni verrà ad essere collocato a -460 cm p.c. con ulteriore approfondimento a - 600 cm in corrispondenza del vano ascensore (Unità C e D del modello geologico di riferimento rif. tavola 6 sezione geologico-tecnica interpretativa).

Non essendo al presente noti i valori dei carichi nominali di progetto (azioni permanenti e variabili) il carico limite verrà definito supponendo quale tipologia standard di fondazione il ricorso a reticolo rigido di travi rovesce di larghezza 90 cm con piano di appoggio a profondità -450 cm (-600 cm in corrispondenza del vano ascensore) e reinterro non inferiore a 50 cm.

Quali altri parametri di input e condizioni al contorno per il calcolo si è assunto:

- peso di volume naturale terreno di fondazione: 19 KN/mc
- angolo di resistenza al taglio (φ'_K valore caratteristico): 30°;
- coesione nulla;
- falda assente (condizioni drenate);
- piano campagna orizzontale;
- piano di posa della fondazione orizzontale;
- sollecitazione verticale e baricentrica.

In relazione ai dati di input sopra elencati la valutazione della capacità, è stata eseguita utilizzando la formula generale di Brich-Hansen (1970), scritta nella forma:

$$q_{lim} = 0,5 * y' * B * N_y * s_y * i_y + q' * N_q * s_q * d_q * i_q + c' * N_c * s_c * d_c * i_c$$

dove:

q_{lim}	=	capacità portante ultima del terreno di fondazione
y'	=	peso di volume del terreno
B	=	larghezza della fondazione equivalente
N_y, N_q, N_c	=	fattori adimensionali di capacità portante legati all'angolo di resistenza al taglio)
s_y, s_q, s_c	=	fattori correttivi dovuti alla forma della fondazione
i_y, i_q, i_c	=	fattori correttivi dovuti all'inclinazione del carico
d_c, d_q	=	fattori correttivi che tengono conto del piano di posa delle fondazioni

In considerazione di un dimensionamento secondo $\phi'_K 30^\circ$ (ipotesi conservativa di appoggio entro l'unità C del modello geologico di riferimento) applicando un valore pari a 3 per il fattore di sicurezza FS si ottiene un carico limite (Q_{LIM}) pari a 365 KPa a cui corrisponde un carico nominale massimo teorico (ovvero una azione di progetto N_d) pari a 110 KN/m.

Con riferimento alle strutture di sostegno delle strutture porticate si consiglia di intestare il piano di posa a profondità non inferiore a 150 cm in modo da superare i materiali sciolti superficiali con scadenti caratteristiche tecniche e poggiare le fondazioni in corrispondenza dell'unità B del modello geologico di riferimento (N_{SPT} 11-13 colpi); su materiale naturale si ritengono applicabili carichi di esercizio non superiori a 80 KPa con realizzazione di trave di appoggio continua.

In presenza di settori interessati da situazioni di scavo e manomissione pregressa i relativi carichi di esercizio dovranno essere ridotti entro un massimo di 50 KPa.

Laddove tale carico massimo non risultasse idoneamente applicabile sarà da prevedersi la adozione di interventi di bonifica preventiva da conseguirsi mediante:

- approfondimento dello scavo per 1,2 metri al di sotto del piano di appoggio fondazionale;
- esecuzione di regolarizzazione e vibrorullatura del piano conseguito;
- realizzazione di strato di bonifica in materiale sabbioso ghiaioso vibrorullato, da conseguirsi mediante posa di strati di spessore massimo pari a 25-30 cm;
- messa in opera di strato di base fondazione in magrone avente spessore minimo 30 cm.

9.1 *Stato limite di esercizio (SLE)*

Per le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) il fattore determinante è costituito dal cedimento massimo tollerabile.

Per ogni stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni (cedimento previsto);

C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile).

Supponendo pari a 25,4 mm il cedimento massimo tollerabile per la struttura di progetto è stato quindi valutato il carico d'esercizio compatibile con tale limite.

I valori dei cedimenti sono stati ottenuti secondo il metodo proposto da Burland & Burbidge (1985) nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova

penetrometrica dinamica.

L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{SPT} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Ipotizzando l'impiego di travi rovesce di larghezza $L=90$ cm appoggio all'interno dell'unità geotecnica C del modello geologico di riferimento (N_{SPT} 20-30 colpi) con profondità del piano di appoggio -450 cm p.c. e reinterro pari ad almeno 50 cm, sviluppando l'analisi numerica per la verifica dei cedimenti considerando un periodo di previsione 50 anni e valore confidenza 50% per un cedimento massimo ammissibile non superiore a 25,4 mm **si ritengono applicabili carichi unitari di esercizio non superiori a 120 KN/m.**

Bisogna tuttavia tenere presente che l'area di studio ricade entro insediamento produttivo dismesso, originariamente occupato da attività di stoccaggio e commercio prodotti petroliferi utilizzati per riscaldamento e autotrazione.

A fronte di tale situazione pregressa, ai sensi della normativa vigente in campo di tutela ambientale, l'area è stata in passato interessata da interventi bonifica finalizzata alla eliminazione delle cisterne interrato, nonché da successive operazioni di accertamento della sussistenza di eventuali passività ambientali residue.

Per la effettuazione delle predette operazioni di dismissione e indagine, l'area è stata

diffusamente interessata da scavo di trincee profonde, successivamente riempite.

Per quanto riguarda la profondità di esecuzione delle trincee, gli elaborati di indagine prodotti hanno evidenziato la occorrenza di profondità variabili fino a un massimo di 8 -9 metri da p.c.; il successivo riempimento è stato effettuato parte mediante riporto del terreno stesso precedentemente accantonato, parte mediante riporto di materiali proveniente da impianti di recupero demolizioni.

La comparazione effettuata tra la planimetrie di svolgimento delle indagini ambientali e le planimetrie di progetto evidenziano la areale sovrapposizione tra le aree di realizzazione del nuovo complesso edificato e le aree di avvenuto rimaneggiamento antropico (tavola 5), specie per quanto riguarda il settore centrale e sud di intervento. In particolare, tale situazione appare ancora più significativa laddove si consideri la presenza di colonnato esterno e la occorrenza di unico piano cantinato.

Non si hanno peraltro notizie relativamente ad eventuali pregresse operazioni di rimaneggiamento operato per la eventuale posa o dismissione di altre strutture durante la fase di vita operativa del preesistente insediamento che risulta essersi sviluppato in loco quanto meno a partire dagli anni 60.

In queste condizioni, l'area interessata dal sedime di esecuzione della nuova costruzione appare caratterizzata dalla potenziale occorrenza di significative disomogeneità delle caratteristiche dei terreni interessati dalle opere di appoggio fondazionale, con occorrenza di valori di capacità portante anche molto bassi interessanti plaghe o strati anche di rilevante spessore.

10. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

In base agli elementi di valutazione emersi a conclusione della campagna di indagini geognostiche eseguite entro l'area di sedime ed alle risultanze del rilevamento geologico esteso ad un significativo intorno dell'area di interesse si possono formulare le seguenti considerazioni di carattere generale:

- il locale quadro geologico-stratigrafico evidenzia l'occorrenza di depositi continentali di origine glaciale riferibili alle morene di fondo dell'unità di Somma-Arsago costituita da depositi eterogenei di prevalenti ghiaie e sabbie, con abbondante matrice limosa e suolo marrone-nerastro relativamente evoluto;

- per quanto concerne la dinamica geomorfologica non sono riconoscibili processi ad evoluzione negativa in atto o potenziali che possano interagire negativamente con le opere di progetto;

- analogamente non sono prevedibili interazioni con la falda avendo questa una soggiacenza prevedibilmente dell'ordine di diverse decine di metri (>60 m);

- per quanto concerne le limitazioni d'uso del territorio derivanti dalla pianificazione geologica e norme sovraordinate il lotto oggetto di studio ricade in classe fattibilità geologica II "fattibilità con modeste limitazioni" sottoclasse A "aree subpianeggianti o a debole pendenza di natura morenica caratterizzate da assenza di significativi processi evolutivi in atto" e non appare interessato da vincoli.

Dal punto di vista geologico non sussistono quindi elementi di incompatibilità con le opere di progetto.

Con riferimento all'indagine geotecnica i risultati delle prove hanno evidenziato l'occorrenza di terreni con buone proprietà già a partire da profondità ridotte; quali elementi di attenzione si rileva:

- l'occorrenza locale (prova P1) di un livello superficiale di spessore comunque limitato (non superiore a 150 cm) con caratteristiche geotecniche scadenti riferibile alla porzione alterata dei

depositi (terreno vegetale) con possibili locali fenomeni di rimaneggiamento antropico;

- materiali molto sciolti con caratteristiche scadenti sembrano riscontrarsi come intercalazioni pluridecimetriche irregolari superficiali anche entro i materiali dell'unità B;
- l'occorrenza di importanti interventi di rimaneggiamento antropico (scavo e colmatazione) in corrispondenza di ampi settori del sedime della struttura di progetto dei quali andrà tenuto conto in fase esecutiva.

Con riferimento alla avvenuta effettuazione di interventi di indagine ambientale che hanno comportato la consistente manomissione di ampie aree per profondità variabili fino a un massimo di 8 – 9 metri da p.c., si rileva:

- la occorrenza di ampi areali interessati dalla occorrenza di spessori variabili di materiale caratterizzato da grado di compattazione da molto basso a nullo e, comunque, molto variabile da zona a zona;
- la necessità di procedere, riguardo ai materiali che verranno prodotti per la realizzazione delle parti interrato e delle opere fondazionali, a preventiva caratterizzazione analitica al fine di definire le corrette destinazioni di conferimento in relazione alla tipologia di materiali incontrati (riutilizzo o discarica), con particolare riguardo alla possibile occorrenza di contaminazione da idrocarburi);
- la necessità di procedere alla realizzazione di strutture compatibili con gli obiettivi di sicurezza definiti dalla analisi di rischio effettuata a partire dai dati di analisi di fondo scavo eseguite durante la campagna di bonifica ambientale. In particolare, tale indicazione riguarda la definizione delle dimensioni delle parti interrato (con particolare riguardo alle altezze), nonché la tipologia e spessore di soletta di pavimento e pareti.

Alla luce di quanto esposto si formulano di seguito le seguenti prescrizioni:

- realizzazione di scavo preliminare esplorativo su tutta l'area di intervento fino a profondità di 1 metro con conseguente identificazione degli areali interessati da rimaneggiamento antropico e

riporto. Durante questa fase, i materiali scavati dovranno essere accantonati in loco per il successivo riutilizzo quale riempimento perimetrale e costituzione del vespaio areato delle parti interrato (relativamente ai soli materiali idonei).

- Esecuzione di campagna di analisi di fondo scavo per la definizione delle caratteristiche dei terreni destinati a conferimento esterno ai fini dell'accertamento preventivo della occorrenza di idonee caratteristiche ai fini della destinazione ad altro sito.

- Approfondimento dello scavo fino al conseguimento di quota pari a -50 cm da piano appoggio fondazionale.

- Identificazione dei settori per i quali risulta ancora evidente la occorrenza di pregressi interventi di manomissione e successivo riempimento. Entro tali settori lo scavo dovrà essere condotto in approfondimento fino a accertato raggiungimento del terreno naturale in posto.

- Esecuzione di riempimento delle aree interessate da avvenuta asportazione dei materiali di riporto o rimaneggiati mediante getto di magrone fino a conseguimento di quota pari a -50 cm da piano fondazione.

- Costituzione di fondazione continua a travi rovesce da dimensionarsi secondo carico massimo pari a **120 KN/m** per quanto riguarda le porzioni poggianti su terreno naturale in posto e secondo carico massimo pari a **80 KN/m** per quanto riguarda le porzioni poggianti entro i settori interessati da operazione di asportazione dei materiali riportati con successivo ripristino delle quote mediante getto di magrone di base.

- Dimensionamento della soletta di pavimento interrato e delle pareti in elevazione per spessori non inferiori ai 25 cm e costituzione a sotto pavimento e lungo le pareti di vespaio areato per il drenaggio di eventuali acque di infiltrazione e l'allontanamento di eventuali vapori connessi con la presenza nel sottosuolo di residui di idrocarburi.

- Con riferimento alle strutture superficiali di appoggio delle strutture porticate si consiglia

di intestare il piano di posa a profondità non inferiore a 150 cm in modo da superare i materiali sciolti superficiali e poggiare le fondazioni in corrispondenza dell'unità B del modello geologico di riferimento. In tale unità, su materiale naturale si ritengono applicabili carichi di esercizio non superiori a 80 KPa con realizzazione di trave di appoggio continua. In presenza di settori interessati da situazioni di scavo e manomissione progressiva i relativi carichi di esercizio dovranno essere ridotti entro un massimo di 50 KPa. Laddove tale carico massimo non risultasse idoneamente applicabile sarà da prevedersi la adozione di interventi di bonifica preventiva da conseguirsi mediante:

- * approfondimento dello scavo per 1,2 metri al di sotto del piano di appoggio fondazionale;
- * esecuzione di regolarizzazione e vibrorullatura del piano conseguito;
- * realizzazione di strato di bonifica in materiale sabbioso ghiaioso vibrorullato, da conseguirsi mediante posa di strati di spessore massimo pari a 25-30 cm;
- * messa in opera di strato di base fondazione in magrone avente spessore minimo 30 cm.

- Si precisa che i valori di carico ammissibile espressi in precedenza sono riferiti a carichi centrati in condizioni statiche; qualora in sede di progettazione strutturale fosse necessaria la valutazione degli effetti inerziali dovuti al sisma dovrà essere prevista una indagine di approfondimento per la misura in sito della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio (V_{S30}) per la definizione della categoria di suolo di fondazione e degli effetti di amplificazione litologica propri del sito in funzione del periodo proprio della costruzione.

Per quanto attiene ai potenziali fenomeni di instabilità dei fronti di scavo si elencano alcune norme minime sulla sicurezza:

- o D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splatemento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti dei fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete.

- o D.Lgs 81/2008, art. 118: Nello scavo di trincee profonde più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza

delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.

o D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.

o DM 14 01 08 “Norme tecniche sulle costruzioni”, 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.



APPENDICE 1

GRAFICO RIASSUNTIVO DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

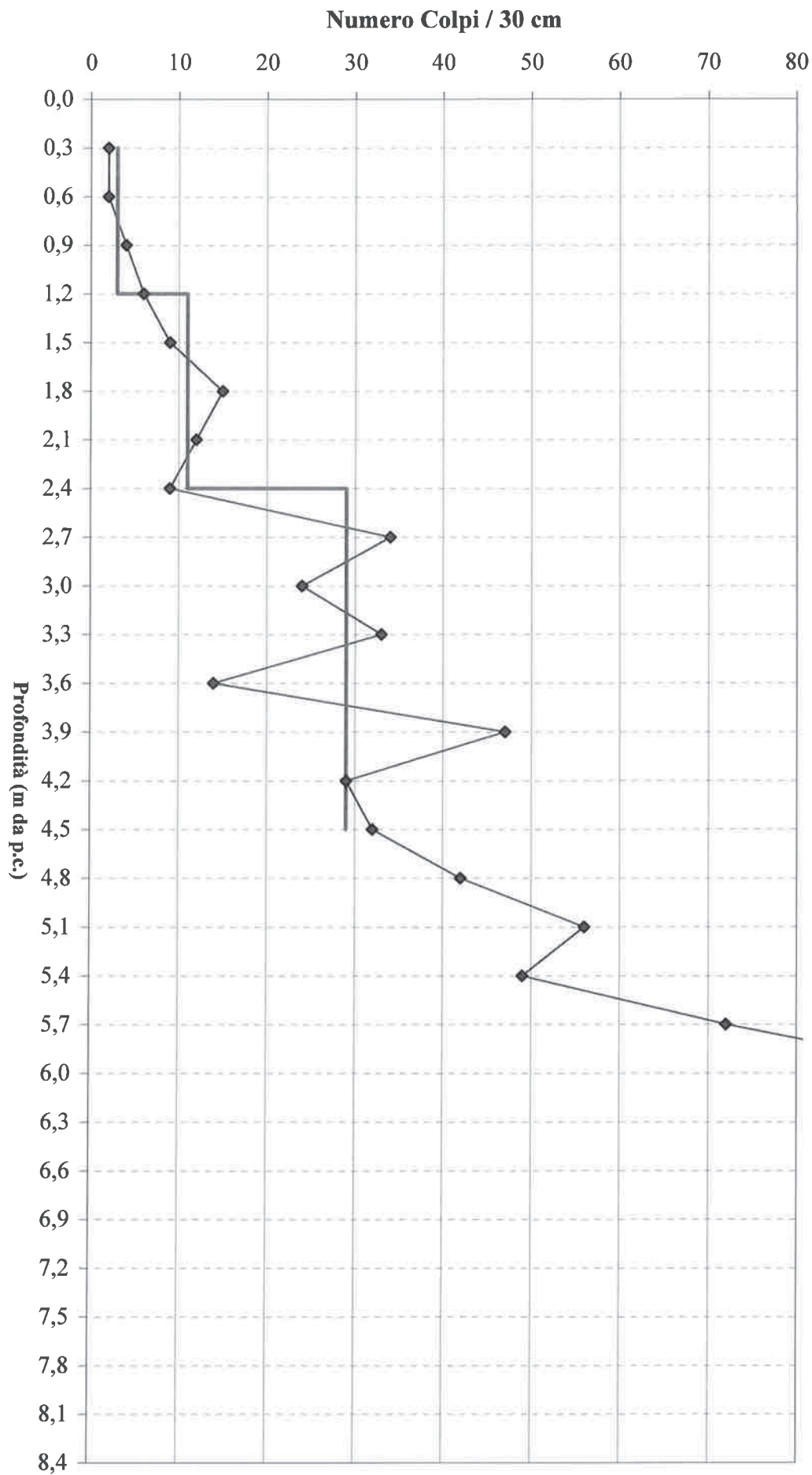
Committente : IPINO s.r.l., Somma Lombardo (VA) via Mazzini
 Indagini : prove penetrometriche dinamiche (SCPT)

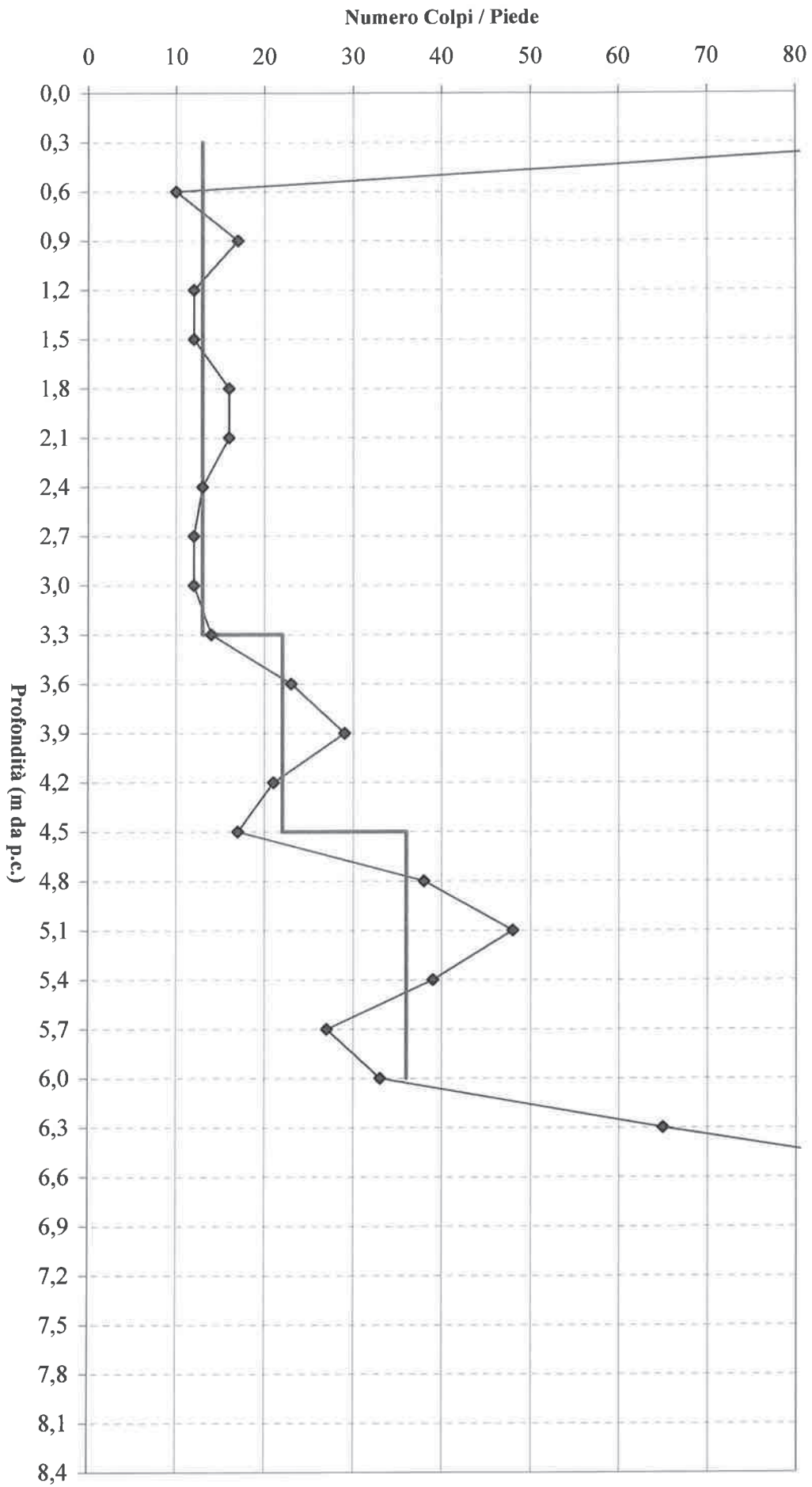
Data: 22/10/2010

Prova penetrometrica

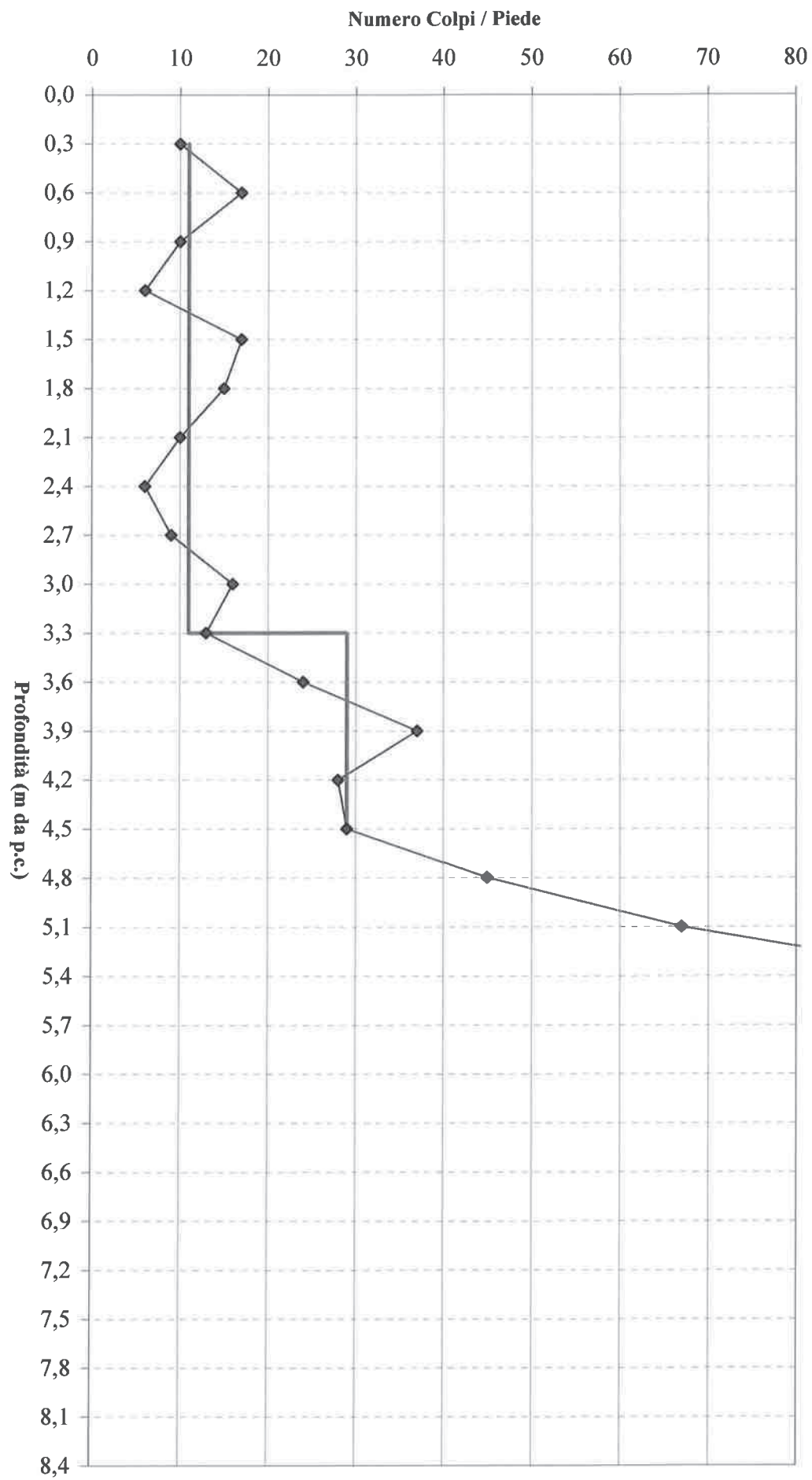
Profondità m da p.c.	P1	P2	P3	P4	P5	P6
	numero colpi/piede					
0,3	2	100	10	14		
0,6	2	10	17	13		
0,9	4	17	10	4		
1,2	6	12	6	2		
1,5	9	12	17	9		
1,8	15	16	15	13		
2,1	12	16	10	11		
2,4	9	13	6	20		
2,7	34	12	9	51		
3,0	24	12	16	23		
3,3	33	14	13	27		
3,6	14	23	24	21		
3,9	47	29	37	22		
4,2	29	21	28	17		
4,5	32	17	29	21		
4,8	42	38	45	17		
5,1	56	48	67	17		
5,4	49	39	100	15		
5,7	72	27		15		
6,0	100	33		20		
6,3		65		20		
6,6		100		24		
6,9				44		
7,2				50		
7,5				49		
7,8				48		
8,1				100		
8,4						
8,7						
9,0						

A	Nspt= 2-4
B	Nspt= 11-13
C	Nspt= 20-30
D	Nspt= 35-50
E	Nspt= >60-rif.

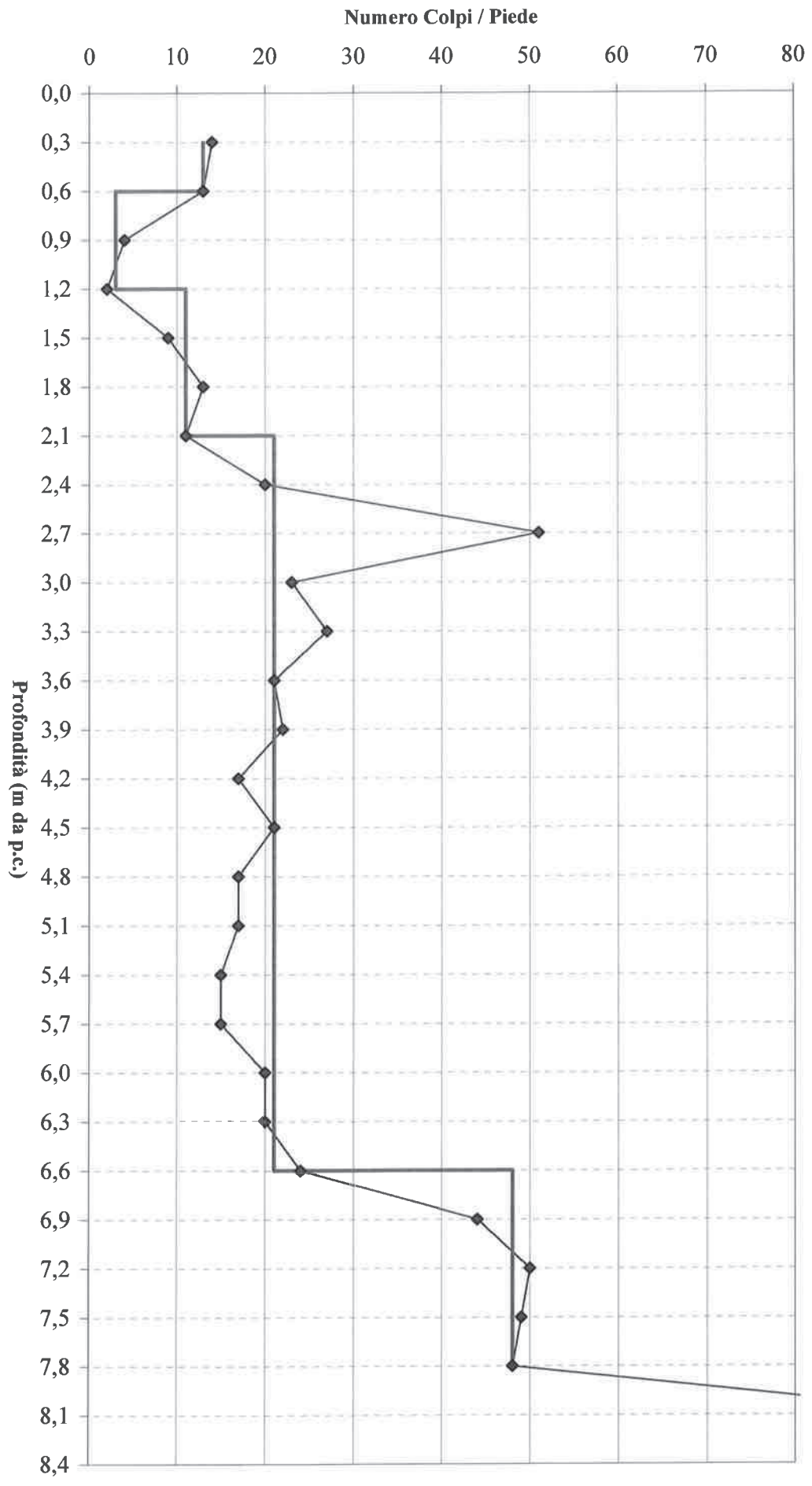




PROVA 2



PROVA 3



PROVA 4