

## ALFAPLAST SpA



### **RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA** **PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO CAPANNONE INDUSTRIALE** **IN VIA I° MAGGIO NEL COMUNE DI MISSAGLIA (LC)**

Monza, ottobre 2015

A cura di:

Dott. Geol. R. Cortiana  
Dott. Geol. F. Valentini



## INDICE

1.....PREMESSA	3
2.....INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO	7
3.....INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	9
4.....INQUADRAMENTO SISMICO	10
4.1 ....RIFERIMENTI NORMATIVI CLASSIFICAZIONE SISMICA	10
4.1.1 .OPCM 28 aprile 2006	10
4.1.2 .Normativa regionale D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129	11
4.2 ....RIFERIMENTI NORMATIVI PROGETTAZIONE	11
4.2.1 .D.M. 14 Gennaio 2008	11
5.....INDAGINE SISMICA	14
5.1 ....Prova MASW	14
5.2 ....Indagine in sito	14
5.3 ....Elaborazione dei dati	15
6.....INDAGINE GEOGNOSTICA	16
7.....PARAMETRI GEOTECNICI	17
8.....CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE (secondo Testo Unico 14/01/2008) E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI	20
8.1 ....Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	20
8.2 ....Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	23
9.....VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	26
10.....CONCLUSIONI	28

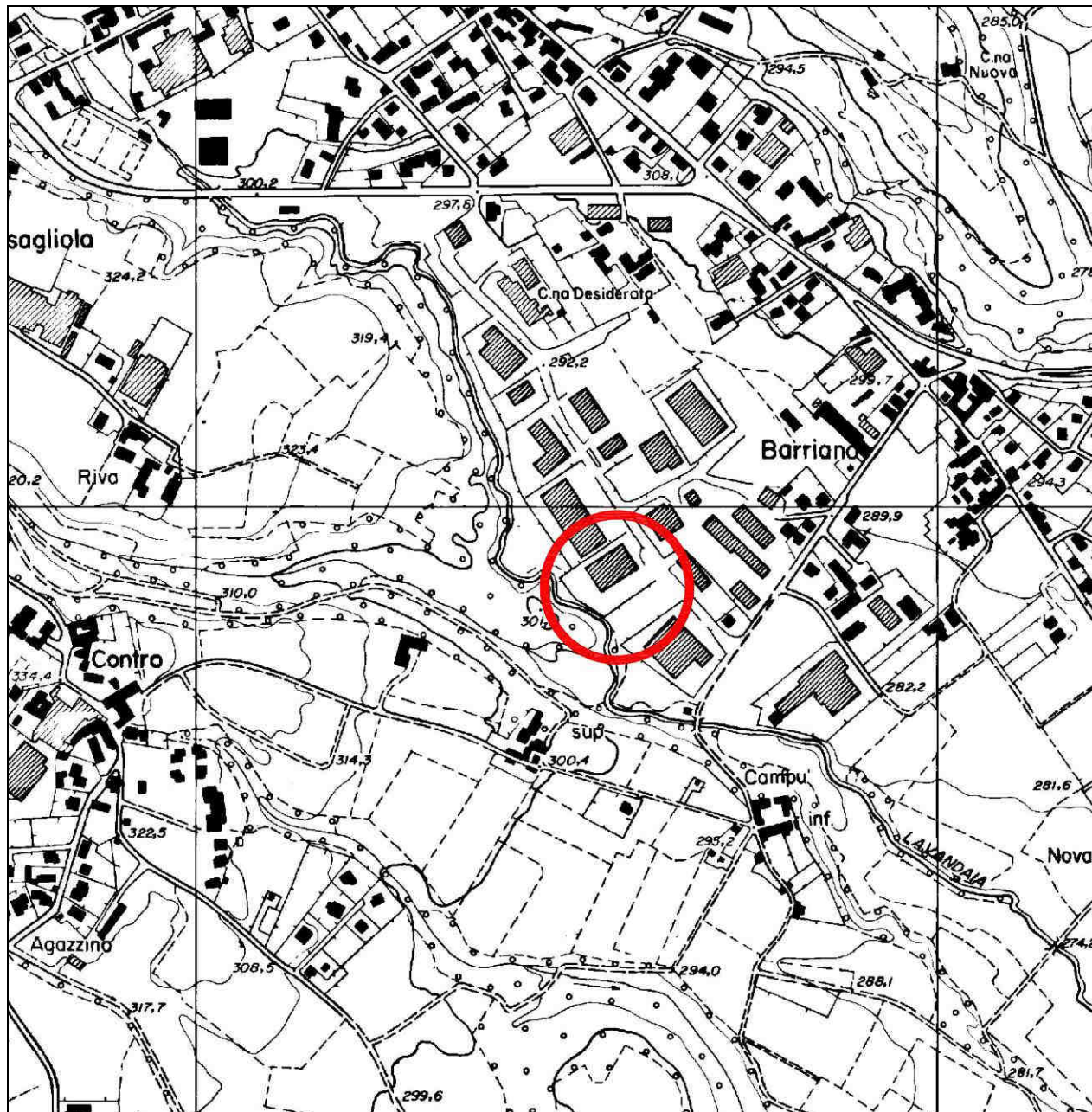
## ALLEGATI

- UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE
- PROVA SISMICA MASW
- STRATIGRAFIA SONDAGGIO 1990



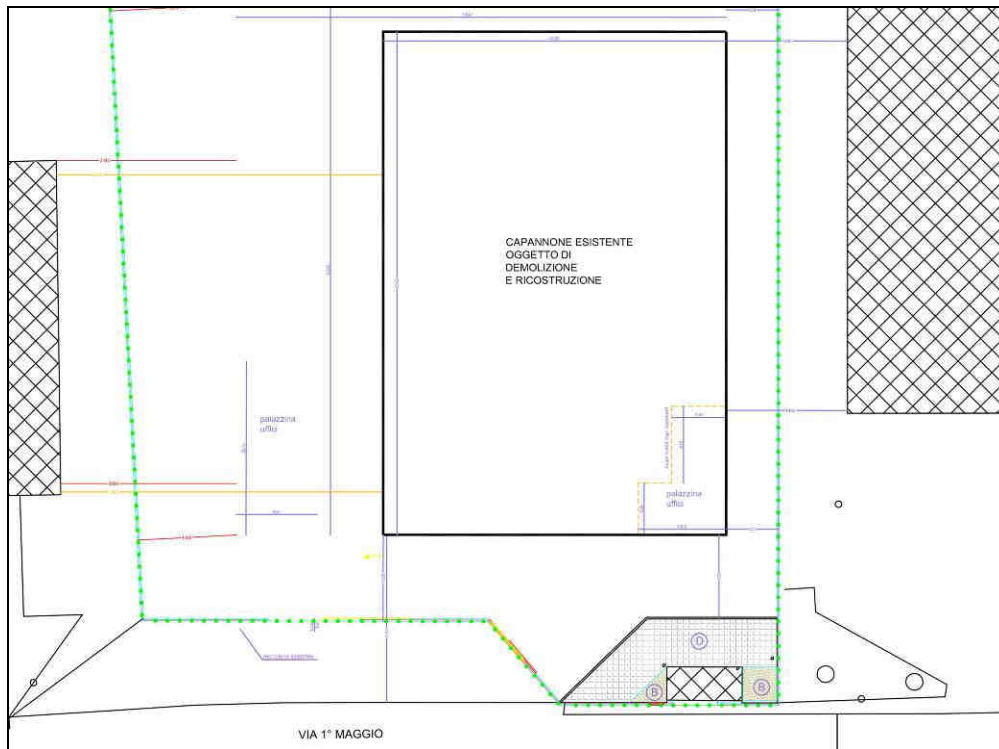
## 1 PREMESSA

La presente relazione, redatta su incarico della società ALFAPLAST SpA con sedi in via I° Maggio 4 a Missaglia (LC), illustra lo studio geologico e geotecnico condotto un'area situata in via I° Maggio 14 nel comune di Missaglia (LC) in previsione di un nuovo intervento edilizio.



*Corografia area di intervento (estratta da Carta Tecnica Regionale)*

Nell'area in esame è prevista la demolizione di un capannone industriale esistente di forma rettangolare e dimensioni in pianta pari a 40 x 60 m.



*Planimetria stato di fatto*

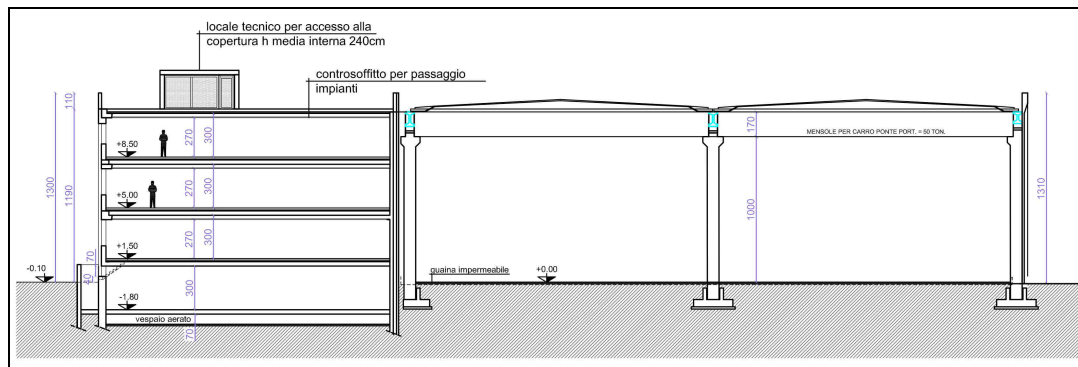
Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo capannone industriale di forma rettangolare e dimensioni in pianta pari a 58.5 x 63.5 m.



*Planimetria stato di progetto*



E' inoltre prevista la realizzazione, nell'angolo posto orientale del capannone di una palazzina uffici con dimensioni pari a circa 10 x 20 m. La palazzina sarà data da un piano seminterrato, un piano rialzato e due piani fuori-terra.



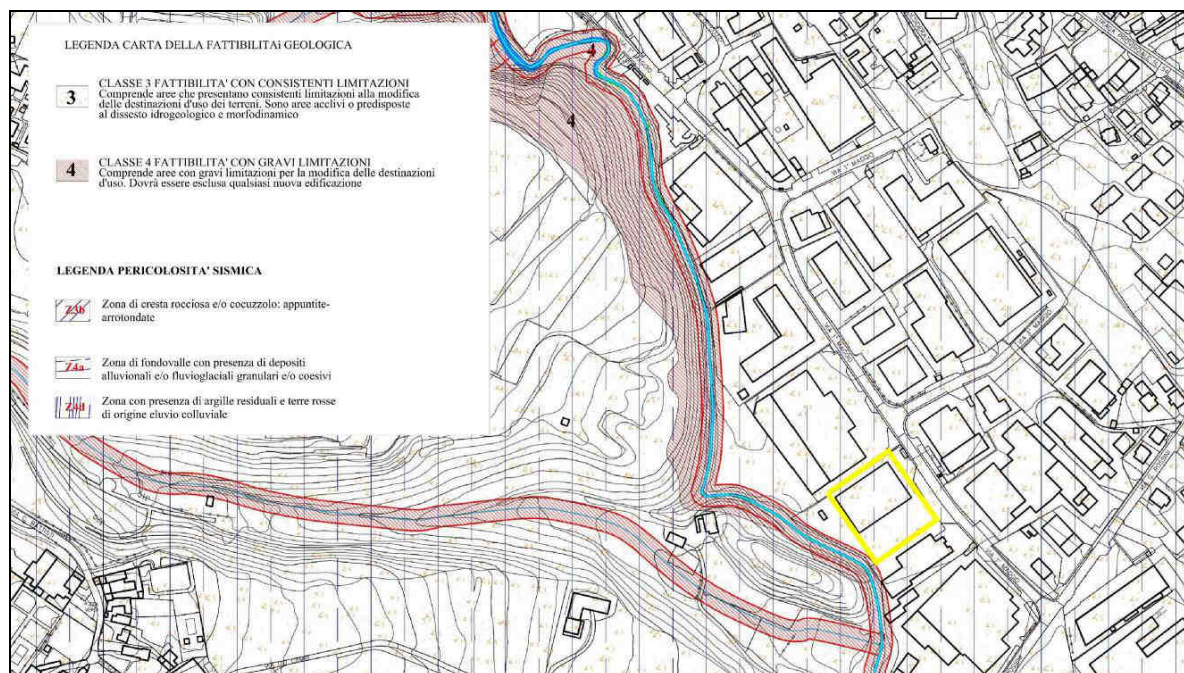
Sezione intervento in progetto

Nella presente relazione verrà valutata la capacità portante ipotizzando per il capannone l'utilizzo di plinti isolati e per la palazzina uffici il possibile utilizzo sia di fondazioni isolate del tipo a plinto o fondazioni dirette del tipo a trave rovescia.:

Capannone	plinti isolati (B= 2.5 m)	z= 2.0/2.5 m
Palazzina uffici	plinti isolati (B= 2.5 m)	z= 3.5/4.0 m
Palazzina uffici	travi rovesce (B= 1.2 m)	z= 3.0 m

Si ricorda infine che allo stato attuale non è stato ancora definito il progetto finale. Sulla base delle informazioni forniteci dai progettisti, si sta ancora valutando la possibilità o meno di realizzare, all'interno del capannone in progetto, un carroponete. Nella valutazione della pressione di esercizio, per quanto riguarda il capannone in progetto verranno fatte due ipotesi, con e senza la presenza di carroponete.

Secondo la carta della fattibilità geologica, allegata alla componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T vigente del comune di Missaglia l'area in esame appartiene alla **classe di fattibilità 3**, ovvero *fattibilità con consistenti limitazioni*.



Estratto Carta della fattibilità

*CLASSE III- FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI: comprende aree che presentano consistenti limitazioni alla modifica delle destinazioni d'uso dei terreni. Queste aree sono generalmente caratterizzate dalla presenza di terreni acclivi o predisposti al dissesto idrogeologico e/o morfodinamico. In tale contesto sono necessari supplementi di indagini di carattere geologico-tecnico, campagne geognostiche, prove in situ ed in laboratorio. I dati raccolti attraverso queste indagini dovranno essere utilizzati per valutare e per precisare le destinazioni d'uso dei terreni, le volumetrie ammissibili, le tipologie costruttive e soprattutto le opere di sistemazione e bonifica. Rientra in questa classe la maggior parte del territorio comunale.*

Scopo della presente relazione è verificare la fattibilità, per quanto attiene le problematiche geologico-tecniche, idrogeologiche e sismiche per l'area in oggetto: si tratta in sostanza di verificare, con maggiore puntualità rispetto alle indicazioni generali dettate dallo studio geologico a supporto del P.G.T. vigente, ed in ottemperanza delle prescrizioni dettate dalla perizia stessa, la fattibilità dell'intervento in oggetto.

Nel mese di ottobre 2015 è stata condotta un'indagine geognostica dell'area con esecuzione di 6 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.) al fine di verificare le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione su cui poggeranno le strutture in progetto. Le verticali penetrometriche sono state eseguite in corrispondenza del nuovo intervento in progetto al di fuori del sedime del capannone oggetto di demolizione.

Ad integrazione dell'indagine eseguita è stata presa in considerazione la campagna di indagini realizzata nel mese di novembre 1990 dalla società Geodataconsult per la costruzione del capannone esistente oggetto di demolizione. Tale indagine è consistita nell'esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo (con prove SPT) e di n° 4 prove penetrometriche. La posizione delle indagini effettuate nel 1990 è stata riportata nelle nuove planimetrie approntate.

A completamento dell'indagine è stata inoltre condotta dagli scriventi un'indagine sismica consistita nell'esecuzione di una prova MASW al fine di ottenere l'identificazione della categoria di sottosuolo dell'area in esame così come definito dal capitolo C.3.2.2 della circolare n° 617/2009 *Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*.

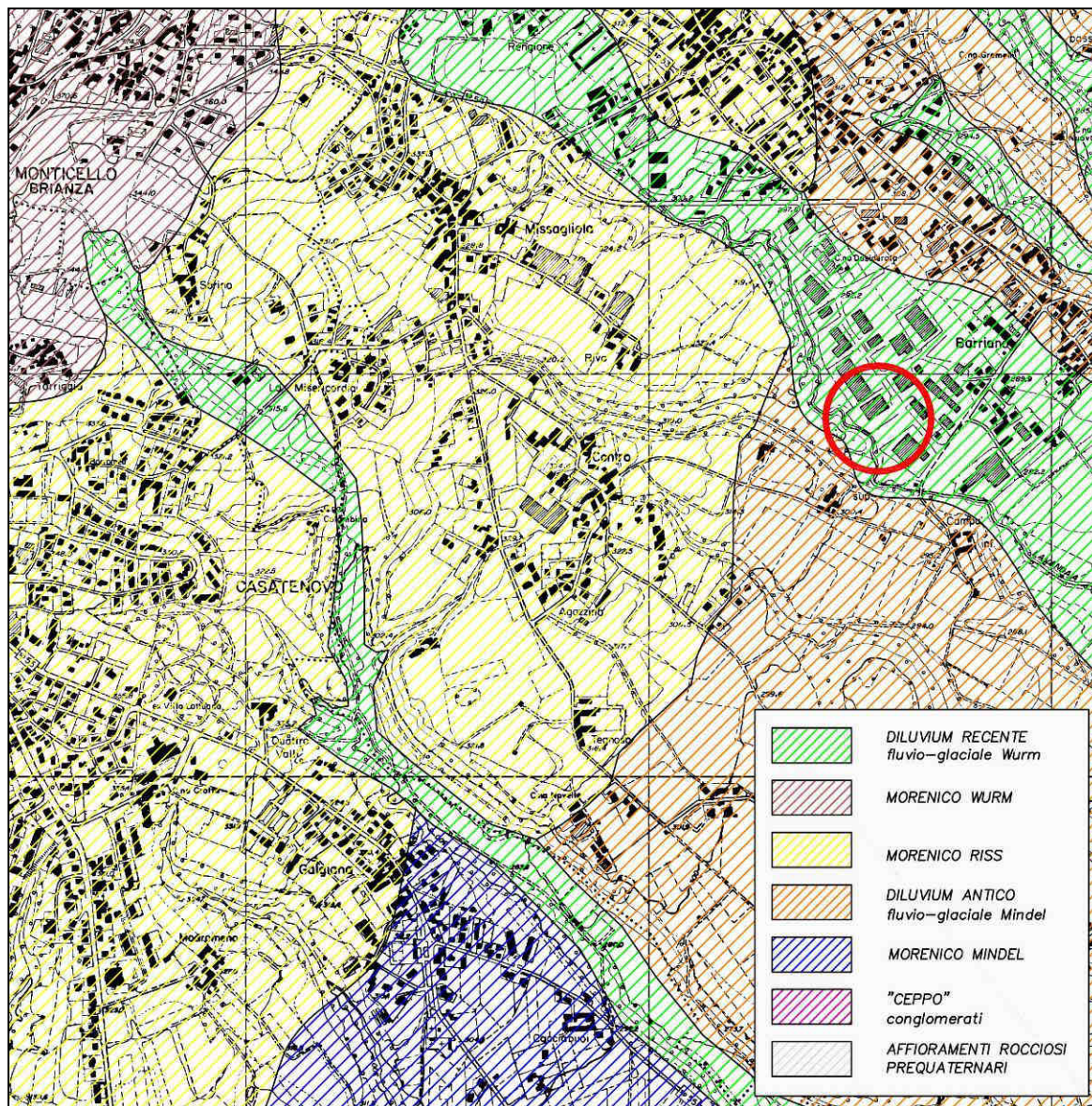
Sulla base dei risultati delle suddette prove si sono individuati i parametri geotecnici dei terreni, secondo le nuove Norme Tecniche Costruzioni (D.M. 14/01/2008) e alla Circ. 617/09.



## 2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO

L'area in esame é situata presso il margine superiore della "alta pianura terrazzata" lombarda che, a grandi linee, è compresa tra la pianura Padana vera e propria a sud e l'anfiteatro morenico a nord. Questa zona è costituita da sedimenti quaternari dovuti al deposito di materiale glaciale e fluvioglaciale avvenuto nei periodi glaciali ed interglaciali delle caratteristiche glaciazioni del Pleistocene (Mindel, Riss e Würm).

Dal punto di vista litologico questi depositi sono costituiti prevalentemente da sedimenti ghiaiosi, sabbiosi e ghiaioso-sabbiosi a matrice limosa spesso subordinata; a questi s'intercalano orizzonti argillosi e limoso-argillosi. Localmente si osserva la presenza di livelli conglomeratici, più o meno cementati, aventi talvolta spessori anche notevoli (costituiscono il ben noto "CEPPO").



Il territorio del comune di Missaglia, come si osserva dalla Carta Geologica d'Italia (Foglio 32 Como) in scala 1:100.000, dalla Carta Geologica della Lombardia in scala 1:250.000 e da pubblicazioni specifiche (in allegato si riporta uno stralcio della Carta Geolitologica della Brianza tra il T. Seveso e il T. Molgora), è caratterizzato dalla presenza di sedimenti connessi con le glaciazioni quaternarie con presenza sia di depositi morenici che di depositi fluvioglaciali. Si nota la presenza di affioramenti rocciosi prequaternari solo nei rilievi posti a nord nord-est del centro abitato.

In particolare in corrispondenza dell'intervento in progetto si ha la presenza di depositi appartenenti al dominio fluvioglaciale Würm.

## DILUVIUM RECENTE

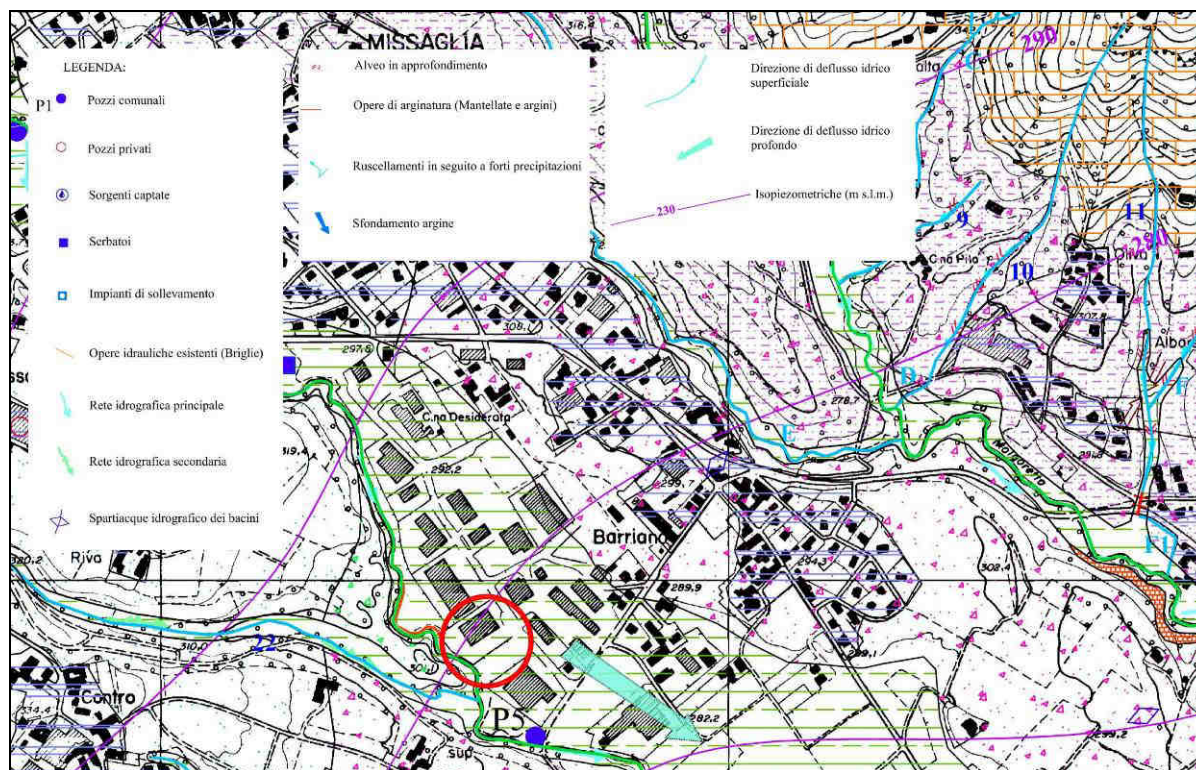
Il fluvioglaciale Wurm costituisce il livello fondamentale della pianura. Si tratta di depositi alluvionali derivanti dagli scaricatori glaciali, connessi con l'ultima fase glaciale quaternaria, quindi con clasti poligenici, arrotondati, eteromorfi.

Litologicamente si trovano in superficie, al di sotto del primo strato di terreno agrario o di riporto, terreni ghiaiosi in genere sabbiosi e limosi, caratterizzati dalla presenza di strati o lenti di materiale più fine (limo o sabbia); al di sotto di queste ghiaie di età würmiana si rinvengono formazioni di ghiaia molto compatta passante localmente a conglomerato.



### 3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Secondo la carta Idrogeologica allegata al PGT vigente del comune di Missaglia, la superficie della falda freatica, nell'area in esame, è situata ad una profondità di circa 4 – 5 m da p.c..



*estratto carta Idrogeologica allegata al PGT*

Durante l'esecuzione dell'indagine non è stato posizionato nessun piezometro per la lettura diretta della profondità della falda; le prove penetrometriche eseguite non permettono la rilevazione precisa della stessa, anche se possiamo affermare che al momento dell'indagine non vi è sicuramente acqua di falda nei primi metri 2-3 indagati (le profondità interessate dagli scavi dall'intervento in progetto).

A completamento dei dati raccolti si è verificato che in anche in indagini eseguite nelle vicinanze dell'area in esame è stata riscontrata la presenza di acqua legata alla falda freatica a profondità compresa tra 3.5 e 4.5 m da p.c..(fonte: <http://archivio.comune.missaglia.lc.it>). Nell'archivio consultato è stato rinvenuto un documento in cui si riportava la presenza di acqua a profondità inferiori a 1 m; tale dato è stato misurato nei tempi immediatamente successivi ad un evento meteorico estremamente importante che può aver determinato un innalzamento eccezionale del livello della falda o anche l'instaurarsi di falde superficiali a carattere temporaneo legate alla presenza di alternanze di litotipi a differente permeabilità.

Dal punto di vista idrografico si segnala la presenza del torrente Lavandaia ad una distanza di circa 30 metri a SO dell'area in esame.

## 4 INQUADRAMENTO SISMICO

Le azioni sismiche attese in un certo sito si prevedono, su base probabilistica, tramite la pericolosità sismica che è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la valutazione della pericolosità sismica porta poi alla valutazione del rischio sismico di un sito in termini di danni attesi a cose e persone come prodotto degli effetti di un evento sismico.

La pericolosità sismica valutata all'interno di un sito deve essere stimata come l'accelerazione orizzontale massima al suolo in un dato periodo di tempo, definendo i requisiti progettuali antisismici per le nuove costruzioni nel sito stesso.

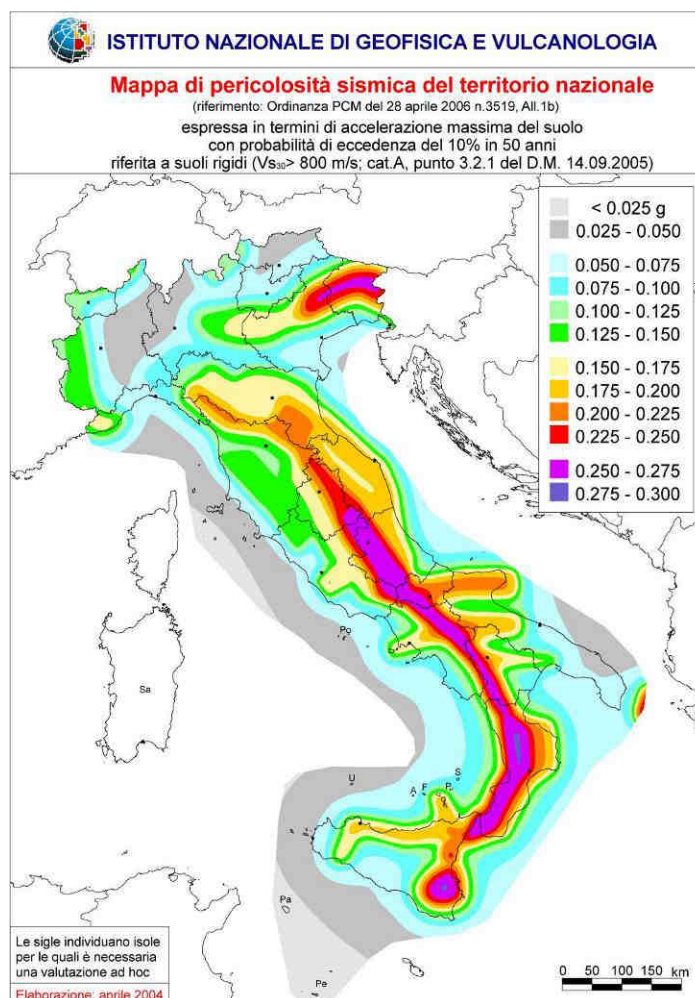
### 4.1 RIFERIMENTI NORMATIVI CLASSIFICAZIONE SISMICA

#### 4.1.1 OPCM 28 aprile 2006

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28/04/06 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'11/05/06 Serie Generale Anno 147° - n. 108 (*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*) adotta come riferimento ufficiale una nuova mappa di pericolosità sismica e definisce i criteri generali per la classificazione delle zone sismiche. Costituiscono parte integrante dell'ordinanza:

- ❖ Allegato 1A - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- ❖ Allegato 1B - *Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.*

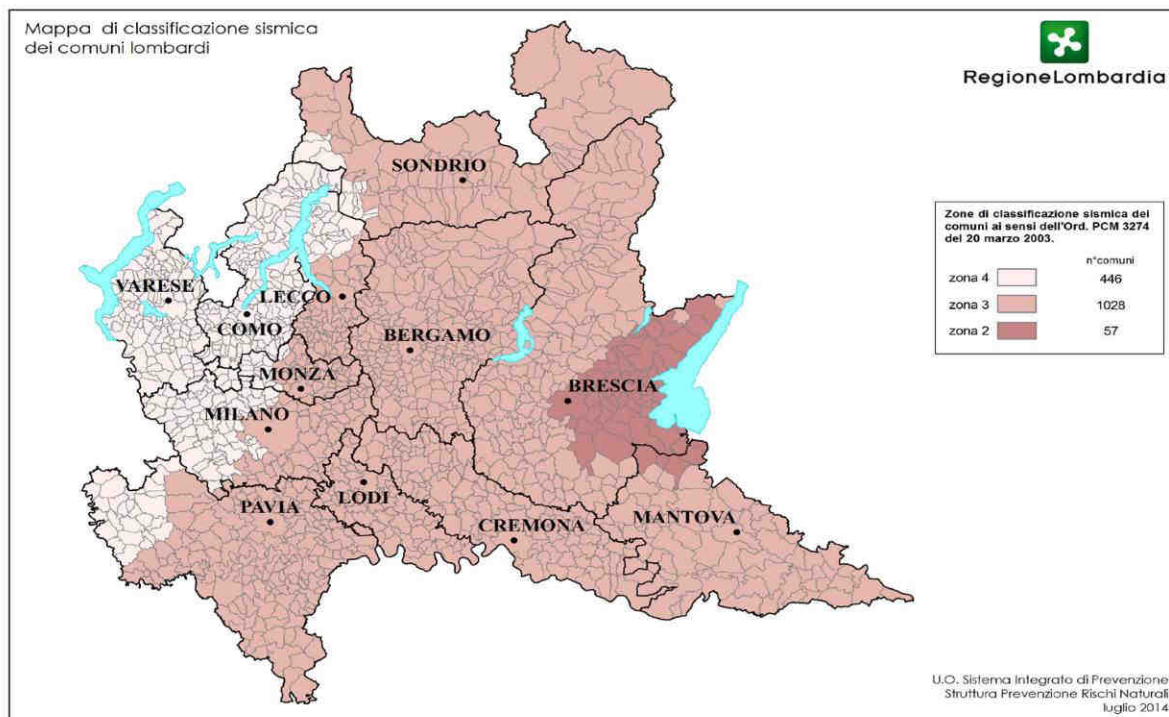
La mappa, riportata nell'Allegato 1B (vedasi figura di seguito riportata), rappresenta graficamente la pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005).





#### 4.1.2 Normativa regionale D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129

La Regione Lombardia con D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129 *Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia* (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d) e pubblicata sul Bollettino Ufficiale della Regione in data 16 luglio 2014 ha provveduto alla nuova classificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia così come previsto dall'ordinanza **O.P.C.M. 3519/06** "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".



La Regione Lombardia con **D.G.R. 8 ottobre 2015 – n. X/4144** – *Ulteriore differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con d.g.r. 11 luglio 2014, n. 2129 «Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d) - ha deliberato di differire al 10 aprile 2016 il termine dell'entrata in vigore della D.G.R. 11 luglio 2014, n.2129.*

La Regione Lombardia ha inoltre deliberato *di disporre che nelle more dell'entrata in vigore della nuova classificazione sismica, nei Comuni che saranno riclassificati dalla Zona 4 alla Zona 3 e dalla Zona 3 alla Zona 2, tutti i progetti delle strutture riguardanti nuove costruzioni – pubbliche e private siano redatti in linea con le norme tecniche vigenti, rispettivamente, nelle Zone 3 e 2.*

Secondo la nuova classificazione che entrerà in vigore il 10 aprile 2016 il comune di Missaglia si trova in zona 3 caratterizzata da una  $A_{gMax}$  pari a 0,060879.

## 4.2 RIFERIMENTI NORMATIVI PROGETTAZIONE

### 4.2.1 D.M. 14 Gennaio 2008

Dal 1 luglio 2009 la progettazione antisismica in Italia, per tutte le zone sismiche e per tutte le tipologie di edifici è regolata dal D.M. 14/01/08.

Il D.M. 14 gennaio 2008 (*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*), pubblicato sulla G.U. n. 29 del 04/02/08, in vigore dal 5 marzo 2008, sostituisce il precedente D.M. 14 settembre 2005, fatto salvo il periodo di monitoraggio di 18 mesi di cui al comma 1 dell'art. 20 della L. 28 febbraio 2008, n. 31.

Queste nuove Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono i criteri definitivi per la classificazione sismica del territorio nazionale in recepimento del Voto 36 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 27 luglio 2007 (*Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale*); tali criteri

prevedono la valutazione dell'azione sismica definita puntualmente al variare del sito e del periodo di ritorno considerati, in termini di accelerazione del suolo  $a_g$  e di forma dello spettro di risposta. Costituiscono parte integrante del decreto:

- Allegato A - *Pericolosità sismica*
- Allegato B - *Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.*

Diversamente dalla precedente normativa l'azione sismica non viene più valutata riferendosi ad una zona sismica (territorialmente coincidente con più entità amministrative), ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni ma viene valutata sito per sito e costruzione per costruzione.

Secondo l'allegato A l'azione sismica sulle costruzioni viene valutata a partire da una pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido (categoria di sottosuolo A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1).

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta con sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; i risultati dello studio di pericolosità devono essere forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata in funzione delle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo e morfologiche della superficie; tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

### Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo indicate nella tabella 3.2.II, di cui al punto 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*, capitolo 3 *Azioni sulle costruzioni* del D.M. 14/01/2008.

Sono state definite cinque classi di terreni (A, B, C, D, E) identificabili in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. In mancanza di misure di  $V_s$ , l'identificazione della categoria di sottosuolo può essere effettuata sulla base dei valori di altre grandezze geotecniche, quali il numero dei colpi della prova penetrometrica dinamica ( $N_{SPT}$ ) per depositi di terreni prevalentemente a grana grossa e la resistenza non drenata ( $c_u$ ) per depositi di terreni prevalentemente a grana fine.

In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le categorie di sottosuolo di riferimento:

- A** *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di  $V_{s,30}$  superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m.
- B** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).
- C** *Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).
- D** *Depositati di terreni grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà



meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30} < 180$  m/s (ovvero  $N_{SPT,30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} < 70$  kPa nei terreni a grana fina).

**E** Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con  $V_S > 800$  m/s).

La classificazione è effettuata sulla base del parametro  $V_{S,30}$  che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata utilizzando la seguente espressione, riportata nel D.M. 14.09.2005 e nel D.M. 14.01.2008 (NTC):

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 m superiori.

### Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione, di cui al punto 3.2.2 *Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche*.

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

Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. L'area di esame presenta configurazioni superficiali semplici, pertanto è possibile adottare la classificazione riportata in tabella 3.2.IV.

Sulla base dei dati topografici disponibili (riportati in cartografia), l'area rientra mediamente nella categoria **T1** ovvero *Superficie pianeggiante, con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* .

## 5 INDAGINE SISMICA

### 5.1 Prova MASW

L'indagine sismica è stata realizzata per determinare le proprietà fisiche del sottosuolo e le caratteristiche dinamiche del litotipo da indagare, attraverso la determinazione di un modello di distribuzione di velocità di propagazione delle onde Sh nel sottosuolo.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh (onde Sh), che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase.

Nel metodo di indagine MASW le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Attraverso questo metodo si ottiene un grafico (curva di dispersione) che descrive l'andamento delle velocità di fase in funzione delle frequenze nel range compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi si ottengono informazioni sulla parte superficiale del suolo, sui primi 30-50 m di profondità, in funzione della rigidità del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi:

1. calcolo della curva di dispersione apparente sperimentale
2. calcolo della curva di dispersione apparente numerica
3. individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs.

Mediante l'analisi delle onde di Rayleigh viene determinato il parametro  $V_{s30}$ , che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 m di profondità.

### 5.2 Indagine in sito

L'analisi delle onde superficiali nell'area di studio è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 2.0 m.

Sono stati utilizzati 24 geofoni da 4.5 Hz e un sismografo a 24 bit (EEG BR24) in modo da ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, mentre come sistema di energizzazione è stata utilizzata una mazza di 6 kg battente su un piattello metallico. La sorgente è stata posta ad una distanza di 6 m dal primo geofono (Optimum Field Parameters of an MASW Survey", Park et al., 2005; Dal Moro, 2008).



Ubicazione stendimento MASW effettuato





*Stendimento sismico*

### 5.3 Elaborazione dei dati

La procedura di elaborazione adottata per la classificazione dei profili del suolo di fondazione ha utilizzato la tecnica sopra descritta utilizzando un software specifico.

La prima fase consiste nell'elaborazione di tutte le registrazioni acquisite tramite l'analisi spettrale dei singoli sismogrammi allo scopo di ottenere lo spettro del segnale di velocità sismica in funzione della frequenza. Successivamente si seleziona lo spettro dal quale viene estrapolata la curva di attenuazione del segnale (curva di dispersione) dalla quale tramite una procedura di inversione si risale al modello stratigrafico in termini di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) da cui il valore relativo ai primi 30 m di sottosuolo ( $V_{s,30}$ ).

Per l'elaborazione del profilo sismico vedasi anche grafici allegati.

Il valore del parametro  $V_{s,30}$ , necessario ai fini della caratterizzazione sismica del sito, è quindi risultato:

$$V_{s,30} = 335 \text{ m/s}$$

Il valore di  $V_{s,30}$  così ricavato consente di classificare l'area in esame nella **categoria di sottosuolo C**, mentre la morfologia sub-pianeggiante, facendo riferimento alla tabella riportata nei paragrafi precedenti, l'inserisce nella **categoria topografica T1**.

## 6 INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica di campagna è stata condotta mediante l'esecuzione di 6 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T. la cui ubicazione è riportata in allegato.

Le prove penetrometriche S.C.P.T. sono state eseguite con un *penetrometro superpesante tipo Meardi A.G.I.* avente le seguenti caratteristiche:

peso del maglio	73 kg
altezza di caduta	75 cm
angolo al vertice della punta conica	60°
diametro del cono	50.8 mm
peso delle aste	4.6 kg/ml



*Penetrometro superpesante tipo Meardi AG utilizzato per l'indagine eseguita*

La distribuzione delle prove garantisce una corretta ricostruzione stratigrafica dell'area. non è stato possibile realizzare prove penetrometriche in corrispondenza del sedime del capannone esistente oggetto di demolizione.

Nella seguente tabella sono riportate le profondità raggiunte dalle verticali di indagine (quota riferita al piano campagna):

Prova	Profondità (m)
1	5.4
2	6.9
3	6.6
4 – 5 – 6	12.0

Le prove 1, 2 e 3 si sono interrotte alle profondità sopra riportate per la presenza di livelli particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica; le prove 4, 5 e 6 sono state interrotte alla profondità di 12.0 m perché i dati raccolti sono stati ritenuti sufficienti per il tipo di intervento in progetto.

## 7 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base del grado di addensamento rilevato nel corso delle indagini, possono essere riconosciute le seguenti litozone:

- LITOZONA A: grado di addensamento basso con caratteristiche geotecniche da scarse a modeste ( $N_{SCPT} < 10$ )
- LITOZONA B: grado di addensamento medio-alto con caratteristiche geotecniche da discrete a buone ( $10 < N_{SCPT} < 20$ )
- LITOZONA C: grado di addensamento alto con caratteristiche geotecniche da buone a ottime ( $N_{SCPT} > 20$ ). Localmente l'addensamento è talmente elevato da determinare l'interruzione delle verticali d'indagine 1, 2 e 3 a profondità comprese tra 5.4 e 6.9 m da p.c..

Le seguenti tabelle indicano la successione delle litozone precedentemente individuate nelle prove eseguite, le profondità indicate si riferiscono alla quota di inizio prova.

**SCPT 1 – 2 – 3**

Litozona	Profondità (m)	$N_{SCPT}$	$N_{SPT}$	$\gamma(T/m^3)$	$\Phi$ (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	K's (kN/m <sup>3</sup> )
R	0.0 – 0.6/0.9						
A	0.6/0.9 – 1.8/2.4	3 – 7	5 – 12	1.70 – 1.75	26.5 – 30	75 – 225	$8.5 – 19.5 \times 10^3$
B	1.8/2.4 – 3.0/3.6	12 – 16	21 – 28	1.85 – 1.90	33 – 35	345 – 400	$41 – 53.5 \times 10^3$
A	3.0/3.6 – 3.6/4.2	8 – 9	14 – 15	1.80	30.5 – 31	270 – 300	$24 – 27 \times 10^3$
C	3.6/4.2 – 5.1/6.9	> 20	> 33	> 1.90	> 36	> 445	$> 71.5 \times 10^3$

**SCPT 4 – 5**

Litozona	Profondità (m)	$N_{SCPT}$	$N_{SPT}$	$\gamma(T/m^3)$	$\Phi$ (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	K's (kN/m <sup>3</sup> )
R	0.0 – 0.6/0.9						
A	0.6/0.9 – 1.5/2.4	3 – 7	5 – 12	1.70 – 1.75	26.5 – 30	75 – 225	$8.5 – 19.5 \times 10^3$
B	1.5/2.4 – 2.7/5.1	12 – 16	21 – 28	1.85 – 1.90	33 – 35	345 – 400	$41 – 53.5 \times 10^3$
A	2.7/5.1 – 7.5/9.9	7 – 9	12 – 15	1.75 – 1.80	30 – 31	225 – 300	$19.5 – 27 \times 10^3$
B	7.5/9.9 – 10.5/10.8	10 – 13	17 – 23	1.80 – 1.85	32 – 33.5	320 – 360	$33 – 44 \times 10^3$
C	10.5/10.8 – 12.0	> 20	> 33	> 1.90	> 36	> 445	$> 71.5 \times 10^3$

**SCPT 6**

Litozona	Profondità (m)	$N_{SCPT}$	$N_{SPT}$	$\gamma(T/m^3)$	$\Phi$ (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	K's (kN/m <sup>3</sup> )
R	0.0 – 0.6/0.9						
A	0.6/0.9 – 1.8	2 – 4	4 – 7	1.65 – 1.70	25.5 – 27	30 – 115	$5.4 – 10.5 \times 10^3$
B	1.8 – 2.7	11 – 13	20 – 23	1.85	32.5 – 33.5	335 – 360	$38.5 – 44 \times 10^3$
A	2.7 – 10.2	5 – 7	8 – 12	1.70 – 1.75	28 – 30	155 – 225	$13 – 19.5 \times 10^3$
B	10.2 – 12.0	14 – 17	25 – 30	1.85 – 1.90	34 – 35.5	375 – 415	$47 – 57.5 \times 10^3$

dove:

$N_{SCPT}$  = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT

$N_{SPT}$  = numero di colpi SPT correlato

$\gamma$  = peso di volume del terreno ( $T/m^3$ )

$\Phi$  = angolo di attrito del terreno (°)

E = modulo di deformazione (o di Young) in  $kg/cm^2$

K's = stima del modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) in  $kN/m^3$



Le verticali penetrometriche eseguite hanno evidenziato la presenza, alla quota d'imposta delle fondazioni, circa 2.0/3.0 m da p.c., di sedimenti caratterizzati da un grado di addensamento variabile da modesto (prova 6) a discreto (prova 3) a buono (prova 1).

Nella seguente tabella vengono riportati i parametri geotecnici degli orizzonti presenti alla quota d'imposta delle fondazioni:

Prova	N <sub>SCPT</sub>	N <sub>SPT</sub>	$\gamma(T/m^3)$	$\Phi$ (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	K's (kN/m <sup>3</sup> )
1	≈ 20	≈ 33	≈ 1.90	≈ 36	≈ 445	≈ 71.5 x 10 <sup>3</sup>
3	≈ 10	≈ 17	≈ 1.80	≈ 32	≈ 320	≈ 33.0 x 10 <sup>3</sup>
6	≈ 8	≈ 14	≈ 1.80	≈ 30.5	≈ 270	≈ 24.0 x 10 <sup>3</sup>

Nell'indagine eseguita nel 1990 dalla Geodataconsult è stato realizzato un sondaggio in posizione centrale al capannone in progetto; da tale sondaggio, la cui stratigrafia è presente in allegato, si ricava che il terreno in esame è prevalentemente costituito da ghiaia medio-grossolana in subordinata matrice limoso-sabbiosa; sono presenti discontinui livelli o lenti decimetrici in cui la matrice fine è più abbondante (nel sondaggio sono stati riconosciuti 2 livelli di spessore inferiore al metro alla profondità di circa 10 e di circa 14 m da p.c.). Le prove SPT eseguite evidenziano il buon addensamento degli orizzonti prevalentemente ghiaiosi e l'addensamento medio o medio-basso delle lenti con maggior abbondanza di matrice limosa-sabbiosa in cui è talora presente anche argilla.

Nell'indagine realizzata nel 1990 sono state eseguite anche delle prove penetrometriche dinamiche con attrezzatura del tutto simile a quella da noi utilizzata (questo permette quindi un facile raffronto tra le 2 indagini); anche queste indagini hanno evidenziato un terreno di fondazione non omogeneo caratterizzato da un grado di addensamento variabile da scarso/molto modesto (prove 2 e 4) a discreto (prova 3) a buono (prova 1). Come verificato nel sondaggio la variazione di addensamento riscontrata nelle singole verticali di indagine è da porre in relazione con il variare della litologia dei depositi attraversati: le lenti con abbondante matrice limoso-sabbiosa anche debolmente argillosa presentano valori di addensamento bassi o medio bassi mentre gli orizzonti francamente ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi presentano valori di addensamento medi o medio-alti

Nella seguente tabella vengono riportati i parametri geotecnici attribuibili agli orizzonti presenti alla quota d'imposta delle fondazioni nelle 4 prove penetrometriche eseguite nel 1990:

Prova	N <sub>SCPT</sub>	N <sub>SPT</sub>	$\gamma(T/m^3)$	$\Phi$ (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	K's (kN/m <sup>3</sup> )
1	≈ 15	≈ 26	≈ 1.85	≈ 34.5	≈ 385	≈ 49.5 x 10 <sup>3</sup>
3	≈ 10	≈ 17	≈ 1.80	≈ 32	≈ 320	≈ 33.0 x 10 <sup>3</sup>
2-4	≈ 4	≈ 7	≈ 1.70	≈ 27	≈ 115	≈ 10.5 x 10 <sup>3</sup>

Nella trattazione statistica dei parametri geotecnici (valutazione parametri caratteristici e di progetto) verranno utilizzati anche i dati emersi nel corso dell'indagine eseguita dalla Geodataconsult, che ricordiamo, è stata realizzata per la costruzione del capannone esistente oggetto di demolizione.

Tutte le prove penetrometriche eseguite hanno quindi evidenziato la presenza di un terreno di fondazione non omogeneo in quanto è caratterizzato da lenti con abbondante matrice limosa-sabbiosa debolmente argillosa (con addensamento medio-basso) in un prevalente deposito ghiaioso o sabbioso-ghiaioso ben addensato. Proprio la discontinuità orizzontale degli orizzonti poco addensati fa ritenere gli stessi siano delle lenti piuttosto che degli orizzonti veri e propri.

La tipologia di strutture di fondazione in progetto, si prevede infatti l'utilizzo di fondazioni dirette isolate date da plinti; e la disomogeneità del terreno di fondazione, lenti limoso-sabbiose in depositi prevalentemente

ghiaioso-sabbiosi, potrebbe favorire l'insorgere di cedimenti differenziali anche di entità rilevante. Per tale motivo si consiglia di omogeneizzare il più possibile il terreno di fondazione mediante adeguati interventi di costipamento del fondo-scavo.

## 8 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE (secondo Testo Unico 14/01/2008) E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI

Secondo le NTC (D.M. 14/01/2008) la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):** capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini.

### 8.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza per gli stati limite ultimi (SLU) richiedono il rispetto della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto delle azioni)

$R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (ovvero la sua capacità portante)

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right],$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$  e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Effetto delle azioni ( $E_d$ ) e resistenza ( $R_d$ ) sono espressi in funzione di:



- azioni di progetto  $\gamma_F F_k$
- parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$
- geometria di progetto  $a_d$ .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema. La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione (Combinazione 1) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (Combinazione 2) è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

La verifica di stabilità globale in questo caso viene effettuata secondo l'Approccio 2 e sarà quindi effettuata solamente nei confronti dello SLU di tipo geotecnico (GEO) e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabella 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta.

### Approccio 2: A1+M1+R3

dove:

**A** rappresenta le azioni

**M** rappresenta la resistenza dei materiali (terreno)

**R** rappresenta la resistenza globale del terreno.

#### Azioni (A)

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I (Cap. 6 D.M. 14/01/2008). Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

#### Resistenze (M)

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{nk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni**

Valori caratteristici dei parametri geotecnici

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi. La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nel caso in esame i valori caratteristici vengono ricavati, utilizzando la seguente formula:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left( \frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove:

$x_k$  è il valore caratteristico desiderato

$\bar{x}$  (**con barra**), il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione;

$t$  è il valore della distribuzione di student ad  $n-1$  gradi di libertà con probabilità  $u = 95\%$

$s$  è la deviazione standard del campione

$n$  è il numero di dati

	Quota imposta fondazioni da p.c. (m)	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	$\phi_m$ (°)	$\phi_k$ (°)	$\gamma_m$ (T/m <sup>3</sup> )	$\gamma_k$ (T/m <sup>3</sup> )
Capannone	2.0/2.5	Plinto	2.5	33	30.5	1.85	1.80
Palazzina Uffici	3.5/4.0	Plinto	2.5	33	30.5	1.85	1.80
Palazzina Uffici	3.0	Trave rovescia	1.2	33	31	1.85	1.80

dove

$\phi_m$  e  $\gamma_m$  rappresentano i valori medi

$\phi_k$  e  $\gamma_k$  i valori caratteristici

Valori di progetto dei parametri geotecnici

Nel calcolo della capacità portante saranno utilizzati i parametri geotecnici di progetto ottenuti dividendo i valori caratteristici per i coefficienti parziali riportati nella colonna M1 (vedasi Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni).

	Quota imposta fondazioni da p.c. (m)	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	$\phi_k$ (°)	$\phi_d$ (°)	$\gamma_k$ (T/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )
Capannone	2.0/2.5	Plinto	2.5	30.5	30.5	1.80	1.80
Palazzina Uffici	3.5/4.0	Plinto	2.5	30.5	30.5	1.80	1.80
Palazzina Uffici	3.0	Trave rovescia	1.2	31	31	1.80	1.80

dove

$\phi_d$  e  $\gamma_d$  rappresentano i valori di progetto

Calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante è stata utilizzata la formula di Meyerhof che, nel caso di carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente con angolo di attrito  $\phi > 10^\circ$ , presenta la seguente espressione:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + c N_c S_c d_c + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

dove:

**Sc Sq S $\gamma$**  sono fattori di forma

**dc dq d $\gamma$**  sono fattori di profondità

**Nc Nq N $\gamma$**  sono fattori di portata

Nel caso in esame il valore della coesione **c** è uguale a zero, in quanto si tratta di un terreno a comportamento prevalentemente frizionale, per cui l'espressione della capacità portante si riduce a:

$$q_{ult} = q N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

Nei calcoli effettuati si è valutata la capacità portante per:

Capannone	plinti isolati (B= 2.5 m)	z= 2.0/2.5 m
Palazzina uffici	plinti isolati (B= 2.5 m)	z= 3.5/4.0 m
Palazzina uffici	travi rovesce (B= 1.2 m)	z= 3.0 m

Introducendo i valori dei parametri geotecnici di progetto nella formula di Meyerhof e tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella seguente tabella (colonna R3) si ottengono i seguenti valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico ( $R_d$ ):

Capannone	plinti isolati	(B= 2.5 m)	z= 2.0/2.5 m	$R_d = 3.20 \text{ kg/cm}^2$ .
Palazzina uffici	plinti isolati	(B= 2.5 m)	z= 3.5/4.0 m	$R_d = 3.40 \text{ kg/cm}^2$ .
Palazzina uffici	travi rovesce	(B= 1.2 m)	z= 3.0 m	$R_d = 1.90 \text{ kg/cm}^2$ .

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

**Tabella 6.4.1** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Nel prossimo paragrafo si procederà alla verifica delle pressioni di contatto agenti sui terreni di fondazione in termini di cedimenti ammissibili. Tale trattazione viene sviluppata in relazione alla geometria della fondazione e alle caratteristiche geotecniche del terreno in esame, al fine di ottenere il valore di pressione che le nuove opere potranno esercitare sul terreno fondale senza determinare cedimenti superiori ai valori ammissibili per l'opera stessa.

Tale trattazione consentirà di ricavare il valore di pressione allo stato limite d'esercizio.

## 8.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito.



Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri. Pertanto, si assegnano valori unitari ai coefficienti delle azioni (A) e dei parametri di resistenza (M).

La combinazione delle azioni (SLE, Stato Limite d'Esercizio) da considerare è la Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$N_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

dove:

**G<sub>i-esimo</sub>** = azioni permanenti

**P** = precompressione

**Q** = azioni variabili

**Ψ** = coefficienti di combinazione che dipendono dalla natura dell'azione e della categoria dell'edificio.

Allo stato attuale non sono noti i carichi dell'opera in progetto e quindi risulta impossibile sviluppare la verifica degli Stati Limite d'Esercizio, per la quale occorre conoscere i carichi che verranno a prodursi sugli strati di fondazione per ricavare l'entità dei cedimenti attesi e procedere alla verifica e confronto con i cedimenti ammissibili d'esercizio per l'opera in esame. Occorrerà, una volta noti i carichi, che il Progettista strutturale dell'opera ricavi la combinazione delle azioni di progetto tenendo conto delle condizioni di carico più severe, considerando distintamente l'incidenza dei carichi permanenti e variabili, ai quali attribuirà i rispetti coefficienti di riduzione previsti dal D.M. 14/01/008.

In questa fase si è proceduto alla determinazione della pressione massima esercitabile dalle opere di fondazione in progetto sui terreni affinché i cedimenti totali (a 50 anni dalla costruzione) risultino inferiori a 30 mm, (valore di riferimento per strutture in c.a. come quelle in progetto) e affinché i cedimenti differenziali risultino inferiori a 10 mm.

#### Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla relazione di Burland e Burbidge.

$$S = f_s f_h f_t [\sigma_{vo} B^{0.7} I_c/3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0.7} I_c]$$

dove:

**f<sub>s</sub> f<sub>h</sub> f<sub>t</sub>** sono fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

**B** è la larghezza delle fondazioni

**I<sub>c</sub>** è l'indice di compressibilità (tiene conto dei valori NSPT ricavati nel corso delle prove)

**q'** è la pressione efficace lorda (kPa)

**σ<sub>vo</sub>** è la tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

Utilizzando i valori di pressione limite ricavati con il fattore di sicurezza γ<sub>R</sub> = 2.3 previsto dalla normativa, per fondazioni dirette continue si otterrebbero cedimenti immediati e totali elevati e non compatibili con le strutture in progetto.

Al fine di ottenere cedimenti assoluti inferiori a 30 mm e compatibili con le strutture in progetto sarà necessario utilizzare i seguenti valori della pressione di esercizio (**P<sub>E</sub>**):

	Quota imposta fondazioni da p.c. (m)	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	P <sub>E</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Ced. immediato (mm)	Ced. totale (mm)
Capannone	2.0/2.5	Plinto	2.5	1.60	12 – 18	18 – 27
Palazzina Uffici	3.5/4.0	Plinto	2.5	1.60	11 – 17	17 – 25
Palazzina Uffici	3.0	Trave rovescia	1.2	1.70	9 – 12	15 – 20

Come già anticipato nel paragrafo precedente la disomogeneità del terreno di fondazione potrebbe favorire l'instaurarsi di cedimenti differenziali di notevole entità. Dai calcoli eseguiti si è infatti verificato che confrontando i cedimenti ipotizzabili per le prove peggiori e quelli per le prove migliori si potrebbero avere cedimenti differenziali immediati di oltre 15 mm e cedimenti differenziali totali di quasi 25 mm. Sarà compito dello strutturista valutare la compatibilità tra le strutture in progetto e i cedimenti differenziali ipotizzati.

Nel caso in cui si decidesse di realizzare nel capannone un carroponete i cedimenti assoluti e differenziali calcolati potrebbero risultare molto elevati e quindi non compatibili con il tipo di opere in progetto.

In questo caso sarà necessario ricorrere all'utilizzo di fondazioni profonde su pali. Il tipo di terreno indagato rende difficoltoso l'utilizzo di pali battuti per la presenza di livelli superficiali caratterizzati da un grado di addensamento elevato. Sarà pertanto preferibile ricorrere all'utilizzo di pali trivellati o vibroinfissi.

Le indagini eseguite indicano che sarà necessario immorsare i pali negli orizzonti ben addensati presenti a profondità superiori a 10 m da p.c.. il calcolo di tali strutture di sostegno esula dalla presente trattazione.

### **Considerazioni palazzina uffici**

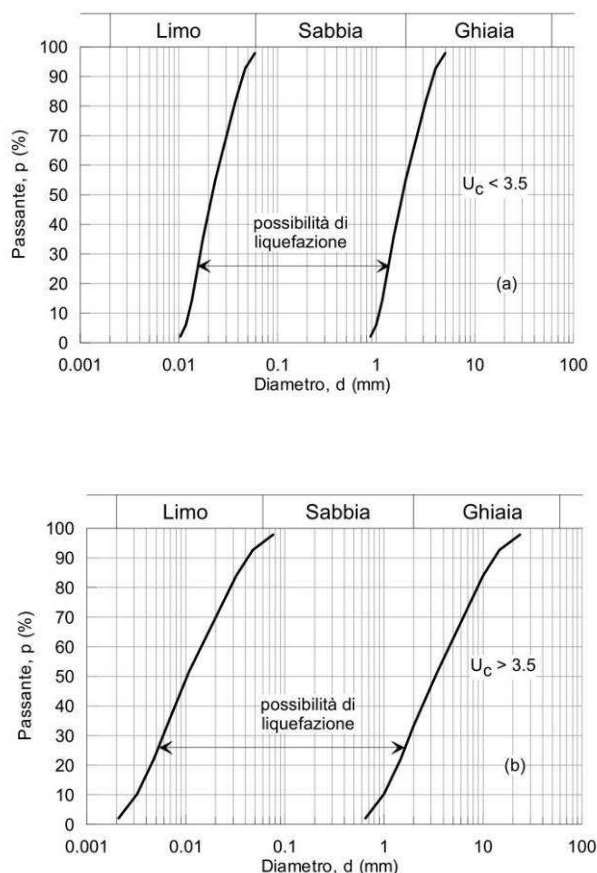
Per quanto riguarda la palazzina uffici è prevista un piano pavimento finito a circa -1.80 m da piano campagna con scavo di sbancamento che raggiungerà una profondità di circa 3.0 m da p.c.. Secondo la carta Idrogeologica allegata al PGT vigente del comune di Missaglia, la superficie della falda freatica, nell'area in esame, è situata ad una profondità di circa 4 – 5 m da p.c.. Come precedentemente indicato anche indagini eseguite in zone limitrofe confermano la presenza di acqua di falda a profondità di poco superiori ai 3 m da p.c.. . Risulta però ipotizzabile che successivamente a periodi con forti precipitazioni meteoriche si possano instaurare delle falde sospese a carattere prettamente temporaneo a profondità estremamente modeste;

Al fine di garantire la salubrità dei locali posti al piano seminterrato si raccomanda quindi di realizzare opportune opere di impermeabilizzazione sia a fondo scavo che lungo le pareti interrato; in questo modo i locali saranno preservati sia da eventuali anomali innalzamenti del livello di falda a seguito di eventi meteorici molto intensi sia da possibili risalite capillari legate alla litologia fine di parte dei depositi presenti.

## 9 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

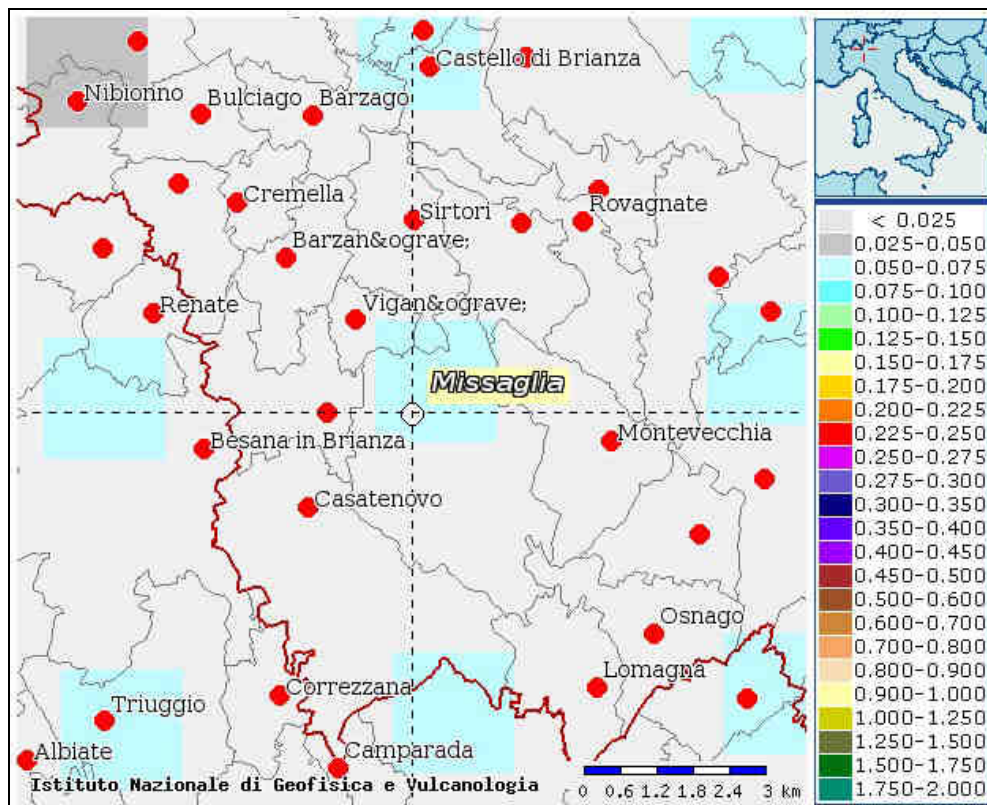
Secondo il D.M. 14/01/2008 (articolo 7.11.3.4.2 “Esclusione della verifica a liquefazione”) è possibile non effettuare la verifica alla liquefazione quando si manifesta almeno una delle seguenti condizioni:

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



**Figura 7.11.1** – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.





Nell'area in esame le accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risulta minore di 0,1g; il manifestarsi di tale condizione esclude, per l'area oggetto di studio, la verifica alla liquefazione.

## 10 CONCLUSIONI

Le indagini eseguite nell'area posta in via Primo Maggio 14 nel comune di Missaglia (LC), hanno permesso di individuare un terreno di fondazione caratterizzato dalla presenza, in affioramento, di depositi appartenenti al Fluvioglaciale WURM.

La superficie della falda freatica, in base alla carta idrogeologica allegata al PGT vigente del comune di Missaglia, si trova a profondità di 4-5 m dal piano campagna.

Il progetto prevede la demolizione di un capannone esistente e la successiva costruzione di un nuovo edificio industriale che avrà forma rettangolare e dimensioni in pianta pari a 58.5 x 63.5 m. Il capannone non avrà piano interrato. E' prevista la realizzazione di una palazzina uffici nel settore orientale del capannone; questa struttura sarà data da un piano seminterrato e 3 piani fuoriterra.

Al fine di verificare le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti, è stata condotta un'indagine geognostica dell'area con esecuzione di 6 prove penetrometriche di tipo dinamico (S.C.P.T.). Ad integrazione dell'indagine eseguita è stata presa in considerazione la campagna di indagini realizzata nel mese di novembre 1990 dalla società Geodataconsult per la costruzione del capannone esistente oggetto di demolizione. Tale indagine è consistita nell'esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo (con prove SPT) e di n° 4 prove penetrometriche.

Tutte le prove penetrometriche eseguite hanno evidenziato la presenza di un terreno di fondazione non omogeneo costituito da un prevalente deposito ghiaioso-sabbioso ben addensato in cui si intercalano lenti limoso-sabbiose debolmente argillose con valori di addensamento medio-bassi.

Sulla base dei dati bibliografici e da quanto emerso anche da indagini eseguite in zone limitrofe si è appurato che è presente acqua di falda a profondità comprese tra 3 e 5 m da p.c.. Solo in occasione di eventi meteorici particolarmente importante è possibile che si instaurino delle falde sospese a carattere temporaneo a profondità estremamente ridotte.

I calcoli effettuati hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare le fondazioni ipotizzate utilizzando i valori della pressione di esercizio riportati precedentemente ottenendo cedimenti assoluti compatibili con le strutture in progetto. I cedimenti differenziali tra zone con buono o modesto addensamento possono risultare rilevanti; sarà quindi compito dello strutturista valutare la compatibilità tra le strutture in progetto e i cedimenti differenziali ipotizzati. Si consiglia pertanto di omogeneizzare il più possibile il terreno di fondazione mediante adeguati interventi di costipamento del fondo-scavo.

Nel caso in cui si decida di realizzare, all'interno del capannone in progetto, un carroponete sarà invece necessario ricorrere all'utilizzo di fondazioni profonde su pali (trivellati o vibro infissi) in quanto le sollecitazioni che i carroponeti specie se di portata elevata trasmettono alle strutture di fondazione darebbero origine a cedimenti assoluti ma soprattutto differenziali elevati che potrebbero contrastare il funzionamento dei carroponeti stessi o addirittura compromettere l'equilibrio statico del capannone in progetto.

Poiché è stata constatata la presenza di acqua di falda a profondità di poco superiori a 3 m da p.c. si consiglia di eseguire un'accurata impermeabilizzazione del piano semi-interrato della palazzina in progetto in modo da garantire la salubrità dei locali qui presenti.

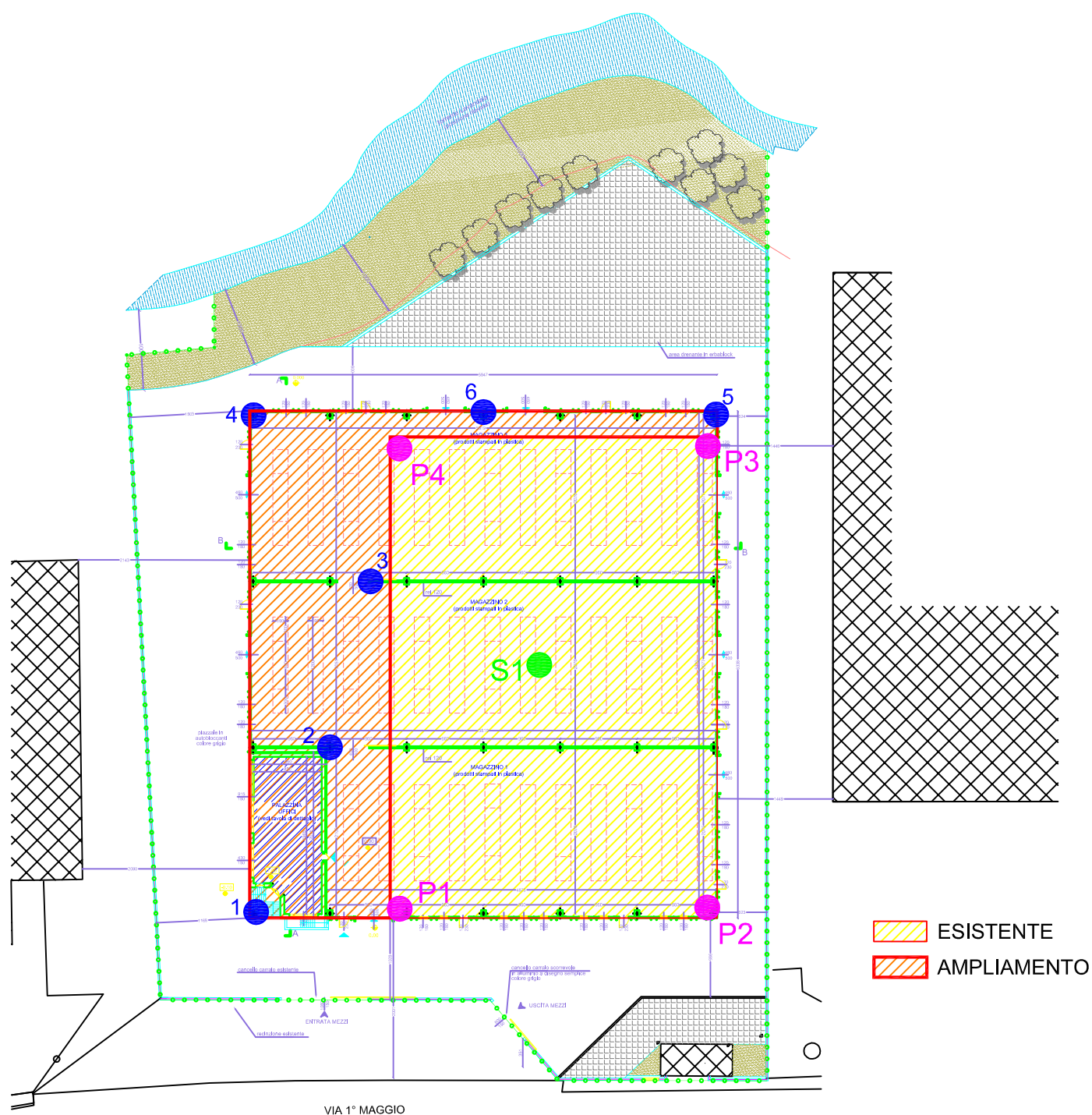
Il profilo sismico di tipo MASW realizzato ha permesso di stimare un valore della  $V_{s30}$  pari a 335 m/s, il sottosuolo dell'area ricade pertanto all'interno della categoria C. Sulla base delle caratteristiche topografiche del territorio, l'area rientra mediamente nella categoria **T1** (*Superficie pianeggiante, con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* ).



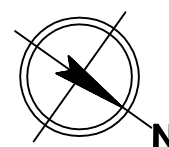
**Il tecnico incaricato**

*Dott. Geol. Riccardo Cortiana*

## UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



- S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (2015)
- S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (1990)
- SONDAGGIO GEOGNOSTICO (1990)



scala 1:750

COMMITTENTE: ALFAPLAST SpA

CANTIERE: Missaglia (LC), via 1° Maggio 14

DATA: Ott. '15



## PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **ALFAPLAST SpA**

CANTIERE: Missaglia (LC), via I Maggio 14

QUOTA DI RIFERIMENTO: piano campagna

DATA: ottobre-15

Profondità (m)	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3	S.C.P.T. 4	Profondità (m)
0.3	24	71	38	150	0.3
0.6	57	23	26	38	0.6
0.9	20	6	3	17	0.9
1.2	5	4	6	12	1.2
1.5	6	3	4	10	1.5
1.8	8	9	3	9	1.8
2.1	13	14	2	8	2.1
2.4	15	18	4	5	2.4
2.7	24	23	10	12	2.7
3.0	22	13	11	14	3.0
3.3	21	9	13	16	3.3
3.6	10	8	9	12	3.6
3.9	8	15	9	8	3.9
4.2	9	28	16	13	4.2
4.5	37	23	27	10	4.5
4.8	32	35	42	16	4.8
5.1	35	39	33	10	5.1
5.4	100	36	19	4	5.4
5.7		44	32	7	5.7
6.0		30	51	9	6.0
6.3		53	60	10	6.3
6.6		71	100	11	6.6
6.9		100		9	6.9
7.2				5	7.2
7.5				4	7.5
7.8				6	7.8
8.1				7	8.1
8.4				6	8.4
8.7				8	8.7
9.0				15	9.0
9.3				12	9.3
9.6				9	9.6
9.9				9	9.9
10.2				10	10.2
10.5				15	10.5
10.8				28	10.8
11.1				34	11.1
11.4				21	11.4
11.7				24	11.7
12.0				24	12.0

## PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **ALFAPLAST SpA**

CANTIERE: Missaglia (LC), via I Maggio 14

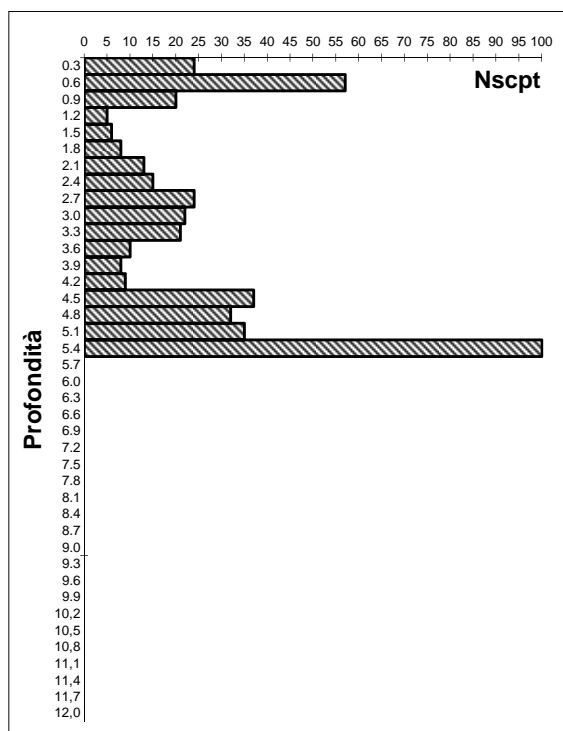
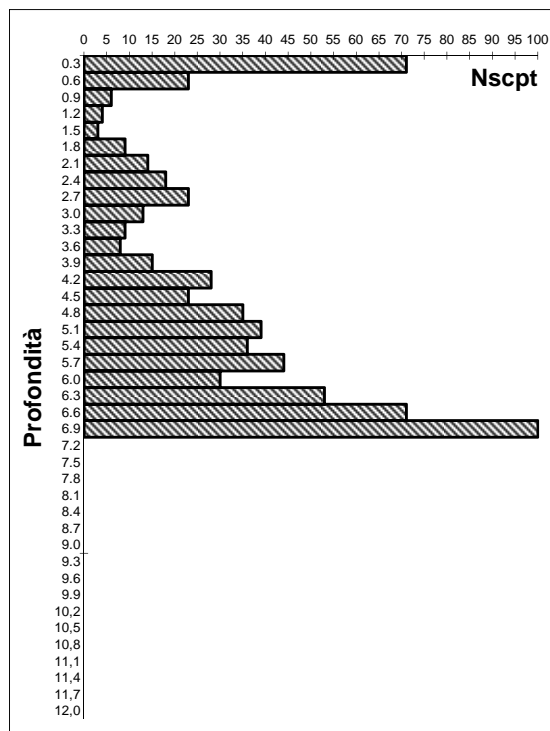
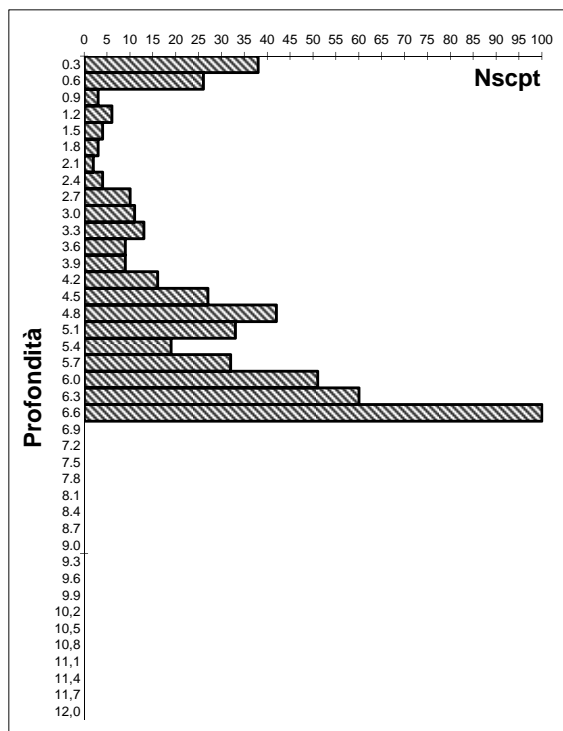
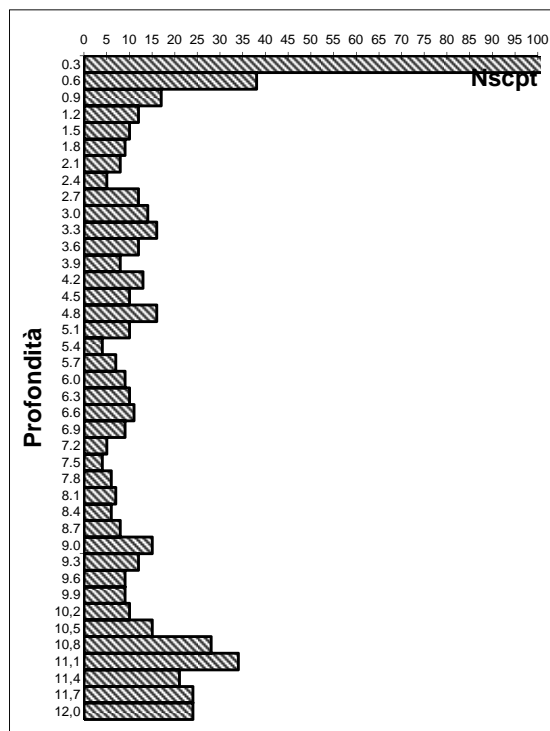
QUOTA DI RIFERIMENTO: piano campagna

DATA: ottobre-15

Profondità (m)	S.C.P.T. 5	S.C.P.T. 6			Profondità (m)
0.3	148	114			0.3
0.6	17	44			0.6
0.9	4	4			0.9
1.2	4	3			1.2
1.5	6	2			1.5
1.8	17	4			1.8
2.1	19	11			2.1
2.4	18	13			2.4
2.7	20	15			2.7
3.0	7	8			3.0
3.3	6	9			3.3
3.6	24	7			3.6
3.9	22	10			3.9
4.2	17	10			4.2
4.5	8	6			4.5
4.8	9	6			4.8
5.1	8	6			5.1
5.4	9	6			5.4
5.7	7	5			5.7
6.0	9	4			6.0
6.3	10	4			6.3
6.6	7	3			6.6
6.9	7	5			6.9
7.2	9	5			7.2
7.5	7	7			7.5
7.8	16	7			7.8
8.1	10	8			8.1
8.4	10	7			8.4
8.7	15	8			8.7
9.0	10	10			9.0
9.3	10	11			9.3
9.6	9	8			9.6
9.9	8	8			9.9
10.2	10	9			10.2
10.5	12	13			10.5
10.8	16	12			10.8
11.1	21	18			11.1
11.4	24	21			11.4
11.7	19	18			11.7
12.0	31	26			12.0

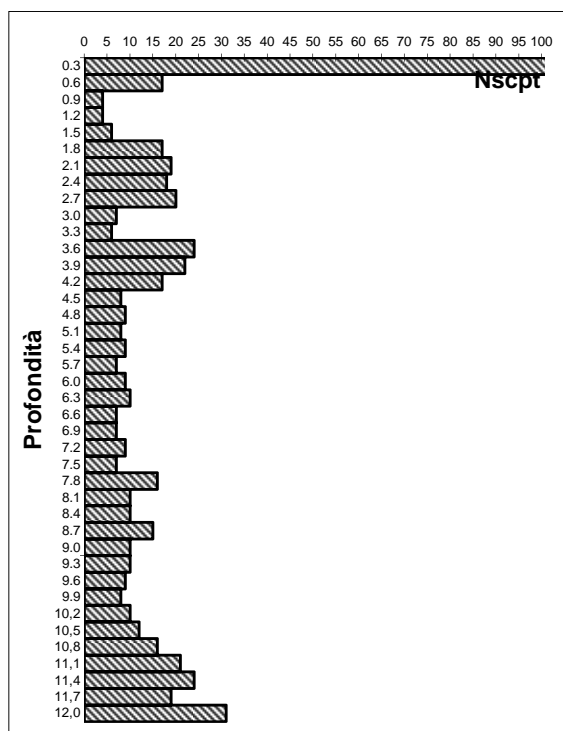
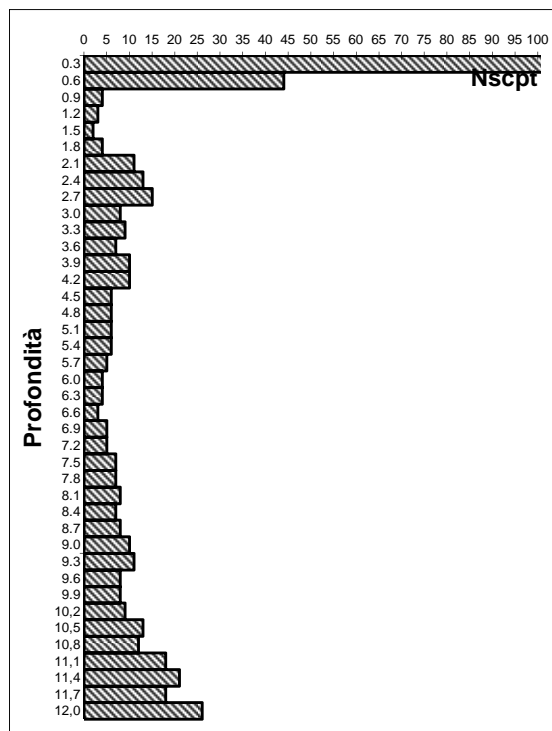
**PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE**

(Penetrometro super pesante tipo Meardi - A.G.I.)

**LOCALITA':** Missaglia (LC), via I Maggio 14**COMMITTENTE:** ALFAPLAST SpA**DATA:** ott-15**S.C.P.T. 1****S.C.P.T. 2****S.C.P.T. 3****S.C.P.T. 4**

**PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE**

(Penetrometro super pesante tipo Meardi - A.G.I.)

**LOCALITA':** Missaglia (LC), via I Maggio 14**COMMITTENTE:** ALFAPLAST SpA**DATA:** ott-15**S.C.P.T. 5****S.C.P.T. 6**



Committente STUDIO BRIVIO

Localita' MISSAGLIA (CO)

Ricerca 081.90

Metodo di perforazione CAROTAGGIO CONT.

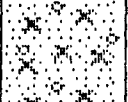
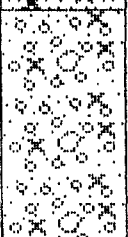
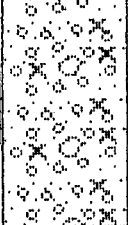
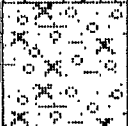

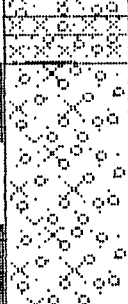



diametro rivestim. 127 mm

Sondaggio no. 1

Quota d'inizio m s.l.m.

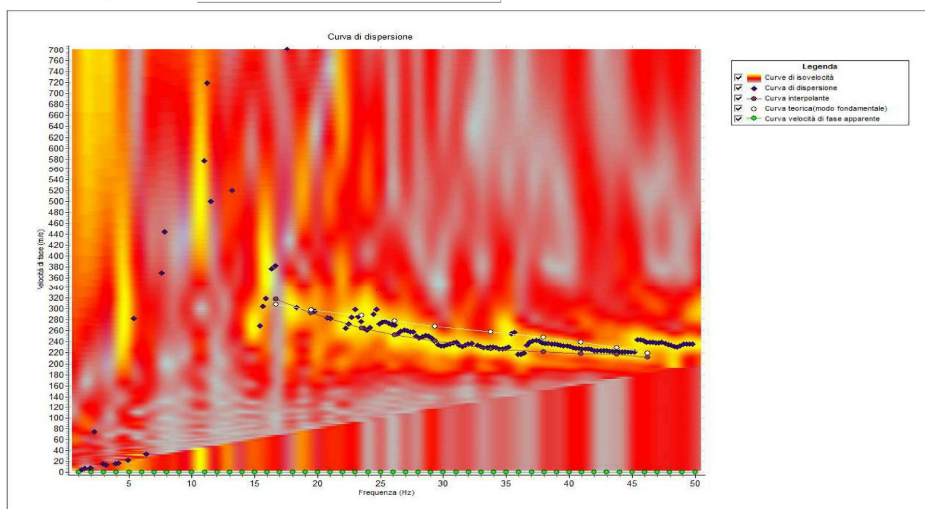
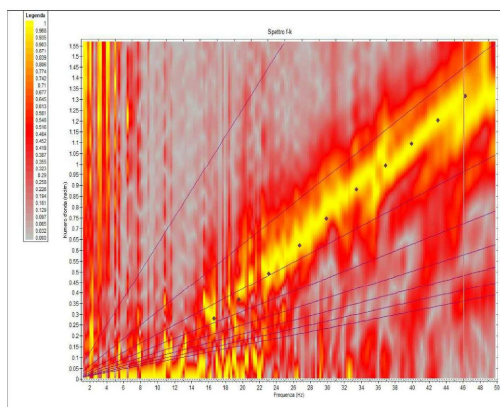
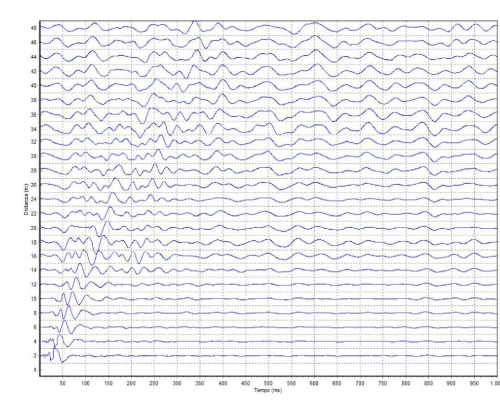
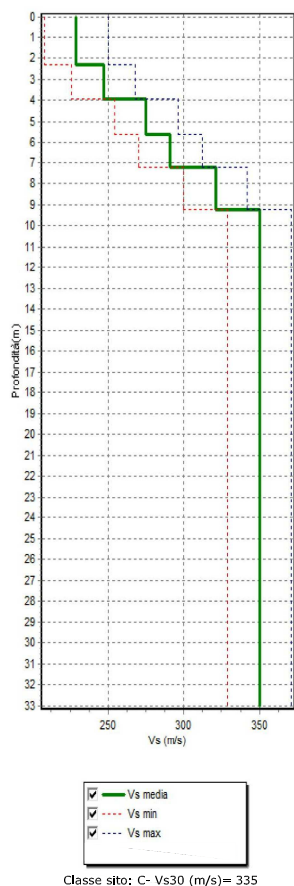
Data NOV. 1990

Foglio no. 1

P.P. H.V.	Prof. falda	prove S.P.T V.T.	prof.	camp. tipo	stratig.	descrizione	carot. tot. %	S.C.R. %	R.Q.D. %	fract. log
			1.30			sabbia con limo debolmente ghiaiosa, marrone;				
						ghiaia medio-grossa limosa sabbiosa con rari ciottoli, colore marrone fino a 3.0m dal p.c., poi grigio;				
		SPT 43 R	4.50			ghiaia media con limo sabbiosa argillosa, grigia;				
			6.10			ghiaia media con sabbia limosa, grigia;				
			6.80			limo con argilla ghiaioso sabbioso, marrone;				
			8.50			ghiaia grossa-media con sabbia debolmente limosa, grigia;				
		SPT 35 10	10.30 10.50 11.00			limo sabbioso ghiaioso, marrone.				
			14.00							
		SPT 37 45 R	15.00							

# INDAGINE SISMICA MASW

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	2.31	229.0
2	3.96	247.0
3	5.61	275.0
4	7.26	291.0
5	9.24	321.0
6	33.0	350.0



COMMITTENTE: ALFAPLAST SpA

CANTIERE: Missaglia (LC), via I° Maggio

DATA: Ott. '15