geotecno srl
Via Liguria 1 – 20900 Monza
Telefono e fax 039 837656
geotecnoindagini@pec.it

Dott. Geol. Riccardo Cortiana
r.cortiana@geotecnoindagini.it

Dott. Geol. Filippo Valentini
f.valentini@geotecnoindagini.it

ZINCOL OSSIDI S.p.A.



RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA PER LA REALIZZAZIONE DI CAPANNONI INDUSTRIALI E PALAZZINA UFFICI IN LOCALITA' FERRANIA NEL COMUNE DI CAIRO MONTENOTTE (SV)

REDATTA AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008

Monza, aprile 2015

A cura di: Dott. Geol. R. Cortiana
Dott. Geol. F. Valentini

INDICE

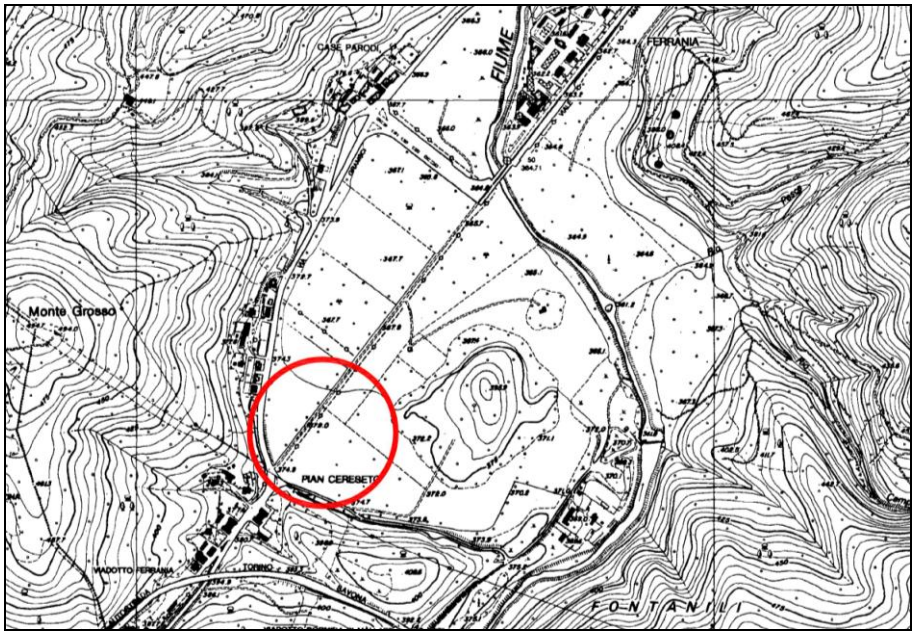
1.....PREMESSA 3
2.....INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO 5
3.....INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO 7
4.....CLASSIFICAZIONE SISMICA 8
4.1....OPCM 28 aprile 2006 8
4.2....Normativa regionale 9
4.3....D.M. 14 Gennaio 2008 9
4.4....Categorie di sottosuolo 10
4.5....Condizioni topografiche 11
5.....INDAGINE SISMICA 12
5.1....Prova MASW 12
5.2....Indagine in sito 13
5.3....Elaborazione dei dati 13
6.....INDAGINE GEOGNOSTICA AGOSTO 2014 14
7.....INDAGINE GEOGNOSTICA APRILE 2015 18
8.....PARAMETRI GEOTECNICI 20
9.....ESECUZIONE RILEVATO 22
10.....CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE (secondo Testo Unico 14/01/2008) E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI – PALAZZINA UFFICI 23
10.1 ..Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) 23
10.2 ..Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) 26
11.....REALIZZAZIONE CAPANNONI - INDICAZIONI ESECUZIONE FONDAZIONI PROFONDI SU PALI 28
12.....VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE 29
13.....CONCLUSIONI 30

ALLEGATI

- UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE
- PROVA SISMICA MASW

1 PREMESSA

La presente relazione, redatta su incarico della società ZINCOL OSSIDI Spa con sede in Via Adda 44/46 a Bellusco (MB) illustra lo studio geologico e geotecnico condotto un'area situata in località Ferrania nel comune di Cairo Montenotte (SV).



Corografia area di intervento (estratta da Carta Tecnica Regionale)

Nell'area in esame è in progetto la realizzazione di 3 nuovi capannoni industriali (A,B e C), di una nuova palazzina uffici e di 2 tettoie.



Planimetria interventi in progetto

Il capannone *A* occuperà una superficie pari a 5000 m^2, il capannone *B* occuperà una superficie pari a circa 2300 m^2, il capannone *C* occuperà una superficie pari a 4000 m^2. La palazzina uffici avrà forma rettangolare e dimensioni in pianta pari a 12 x 35 m.
L'area in esame, inserita in una porzione di territorio caratterizzata dalla presenza di altri siti produttivi, abitazioni ad uso civile, aree boschive ed agricole, occupa una superficie totale di 40000 m^2 ed è situata in sinistra orografica del Fiume Bormida, su un'area pianeggiante ad una quota altimetrica di circa 372 metri s.l.m. (mediamente ribassata di circa 1.50/2.00 m rispetto alla quota 0.00 di progetto individuata in corrispondenza di via G. Matteotti).



Vista area in esame

Il progetto prevede il totale riempimento dell'area in esame mediante materiale idoneo in modo da riportare la quota del p.c. dell'area in esame alla quota 0.00 di progetto. Per tutte le strutture in progetto è previsto l'utilizzo di fondazioni profonde su pali. E' possibile ipotizzare per la palazzina uffici l'utilizzo di fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia impostate ad una profondità di circa 1.00 m dalla quota 0.00 di progetto.

Nel mese di agosto 2014 la proprietà ha incaricato il Dott. Geol. Giorgio Ligorini (Studio Di Geologia Via Antica dell'Ospizio n.1 a Imperia) di eseguire una campagna di indagini geognostiche al di fornire i lineamenti geologici, geomorfologici ed idrogeologici del sito oggetto di intervento, definire l'assetto stratigrafico ed idrogeologico locale.
Tale indagine è consistita nell'esecuzione di 5 sondaggi a carotaggio continuo (di cui 3 attrezzati con piezometro) con esecuzione di prove SPT in foro.

Nel mese di aprile 2015 , come da accordi con la committenza, è stata condotta un'accurata campagna indagine geognostica dell'area con esecuzione di 15 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.

E' stata inoltre condotta un'indagine sismica puntuale, 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

Estratto NOTE ILLUSTRATIVE della CARTA GEOLOGICA D'ITALIA alla scala 1:50.000 foglio 228 CAIRO MONTENOTTE

L'area in esame è posta a cavallo tra Piemonte e Liguria, quasi interamente appartenente al bacino padano: fa eccezione solamente la zona sud-orientale che fa capo al dominio tirrenico. I lineamenti morfologici dell'area sono essenzialmente legati all'attività dei corsi d'acqua, ai processi di versante e alla degradazione meteorica; tuttavia è evidente come la morfogenesi abbia subito un forte condizionamento imposto dalle caratteristiche litologiche delle rocce affi oranti e dall'assetto strutturale. Tutto ciò si traduce in una notevole eterogeneità delle forme, talora relativamente dolci ed ondulate, talora scoscese, incassate o svettanti.

L'area in esame è caratterizzata dalla presenza di depositi quaternari appartenenti al "Subsintema di Dego", facente parte del "Sintema di Cairo Montenotte"; tali depositi sono caratterizzati dalla presenza di sedimenti fluviali alterati in maniera moderata, costituiti in prevalenza da ghiaie grossolane arrotondate con clasti, localmente con abbondante matrice sabbioso limosa.
A nord dell'area in esame si individua il contatto con i sedimenti fluviali più recenti appartenenti al "Subsintema di Rocchetta Cairo" che sono presenti su tutto il fondovalle del Fiume Bormida, caratterizzati anch'essi da depositi essenzialmente ghiaiosi in abbondante matrice sabbiosa.
I depositi alluvionali poggiano sul substrato di base, qui rappresentato dalla Formazione di Murialdo (contraddistinta dalla sigla FMU), appartenente all'Unità Tettonica di Pamparato - Murialdo e costituita da metasedimenti varicolori che raggruppano rocce di diversa natura quali quarzoscisti, scisti quarzoso-micacei, scisti a cloritoide, scisti cloritico-albitici e filladi grafitiche nerastre, contenenti inoltre ankerite, calcite e abbondanti vene di quarzite.

Dal punto di vista orografico l'area può essere inquadrata nell'alta collina - montagna con quote medie variabili dai 500-600 m fi no a quasi 1400 m, con i rilievi di maggior altitudine nella porzione centro-meridionale del foglio. Il versante padano è separato da quello tirrenico da uno spartiacque orientato NE-SW, pressoché interamente impostato nella formazione dei Porfiroidi del Melogno, lungo il quale si trovano cime che progressivamente, da est verso ovest, raggiungono quote più elevate. Infatti ritroviamo all'estremo orientale il M. Alto che si erige fi no a 954 m s.l.m. e progressivamente, verso occidente, il Bric del Borro (991 m), il Bric Chioggia (1041 m), il Bric Pellazza (1220 m) e, più a sud, il M. Grosso (1269 m) e la Costa Balzi Rossi (1301 m) al limite meridionale del Foglio.
Contrariamente a quanto di norma accade, le quote più elevate non sono parte dello spartiacque tirreno-adriatico: si ritrovano infatti lungo i displuvi tra le valli del Tanaro e della Bormida di Millesimo il M. Spinarda (1357 m), e tra la Bormida di Pallare, il T. Osiglietta e il T. Frassino, tributari della Bormida di Millesimo, il M. Settepani, che con i suoi 1386 m, alle sorgenti del Rio Melogno, costituisce il rilievo a massima elevazione del Foglio. Vale la pena di porre l'accento sulla zona racchiusa tra il Rio Siondo e il suo collettore Bormida di Millesimo e il rio Melogno con la sua continuazione nell'Osiglietta, lungo il prolungamento verso NNW dello spartiacque B. Pellazza - M. Settepani. Tale area, infatti, pur trovandosi relativamente a nord (all'incirca nella parte centrale del foglio) comprende una serie di rilievi che arrivano a superare i 1200 m come il Bric Femminamorta (1213 m), il Bric Mortè (1232 m) e il Monte Camulera (1208 m), collocati nell'area di affi oramento dell'Unità di Mallare e corrispondenti a duomi strutturali. Emerge, in modo particolare, la cima del Bric Mortè, modellata nelle Metarioliti di Case Lisetto, dalla quale si dipartono, con geometria radiale centrifuga, numerosi piccoli corsi d'acqua come il Rio di Bertolotti e il Rio Moglie della Chiesa, affl uenti del T. Osiglietta, e il Rio Pregalante e il Rio Lanzeirolo, affl uenti rispettivamente della Bormida di Millesimo e del suo tributario Rio Siondo. Dal punto di vista orografi co va anche ricordato che vi sono alcuni valichi fra i quali il Colle del Quazzo (1130 m) e il Colle del Melogno (1030) che mettono in comunicazione rispettivamente la val Tanaro con la val Bormida di Millesimo e quest'ultima con la costa ligure. Anche da Osiglia, Mallare e Pallare è possibile, attraverso il Melogno, raggiungere la costa.

Dal punto di vista geomorfologico, l'area oggetto di studio è situata su un terrazzo alluvionale della piana alluvionale del Fiume Bormida di Mallare, in sinistra orografica del corso d'acqua, ed insiste su un'area pianeggiante posta ad una quota di circa 375 metri s.l.m.

Per quanto attiene all'idrografia, gli elementi più importanti sono rappresentati dai bacini del F. Tanaro, che si sviluppa con decorso S-N nella parte occidentale del foglio, da Garessio sino a nordovest di Ceva, e della Bormida di Millesimo che attraversa, da sud a nord, tutto il foglio proseguendo poi oltre Cengio.Meno estesi, ma altrettanto importanti sono, nella parte orientale del foglio, i bacini della Bormida di Pallare e della Bormida di Mallare che, appena a nord

dell'abitato di Carcare, confluiscono formando la Bormida di Spigno. Nella porzione settentrionale del foglio, all'altezza circa di Montezemolo, si individua la testata del F. Belbo. Tutti questi corsi d'acqua alimentano il bacino adriatico a differenza di corsi d'acqua minori, a regime prevalentemente torrentizio, come il T. Maremola, il T. Porra (o Pora) e il tributario di quest'ultimo, T. Aquila, che convogliano le loro acque in quello tirrenico, rispettivamente a Pietra Ligure e Finale Ligure. Questi torrenti solcano il versante ligure con un andamento che tende a ruotare da circa W-E del Maremola, a NW-SE del Porra, a N-S dell'Aquila.

Presentano un profilo longitudinale piuttosto acclive e ripidi versanti in accordo con una discreta energia del rilievo connessa con la vicinanza al loro sbocco in mare. Infatti la lunghezza di questi torrenti si attesta sui 15 km per il Maremola e il Porra, 12 km per l'Aquila, con pendenze medie intorno all'8%, ma che superano il 20% nella zona di testata. Analizzando la piccola porzione di spartiacque tirreno-adriatico, che è compreso nell'area di studio, si direbbe che non ci sia un netto predominio dei corsi d'acqua liguri e che, anzi, i corsi d'acqua padani riescano a tener testa all'erosione regressiva dei primi. Ciò è anche sottolineato dalla presenza del M. Settepani che, pur sovrastando lo spartiacque di almeno 100 metri, si trova all'interno del versante padano.

La porzione padana del foglio è caratterizzata da un assetto del reticolo idrografico più complesso, con numerose deviazioni ed andamenti anomali.

Tali andamenti, da un lato, possono essere ricondotti a condizionamenti litologico-strutturali o tettonici, dall'altro si può supporre che la loro evoluzione sia progredita anche attraverso fenomeni di cattura.

3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

(estratto relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Giorgio Ligorini nel mese di settembre 2014)

In merito all'assetto idrogeologico, si evidenzia la presenza di tre orizzonti differenti, di seguito descritti nell'ordine dal più superficiale al più profondo:
La coltre detritica superficiale: costituita da limo talora debolmente sabbioso, risulta poco permeabile per porosità e, in considerazione del modesto spessore, non costituisce un acquifero significativo.
I depositi alluvionali: sono qui costituiti da ghiaia, sabbia e limo in percentuali variabili tra loro e da un orizzonte a dominante ghiaiosa e ciottolosa in corrispondenza del contatto con il substrato roccioso. Tali sedimenti costituiscono un acquifero permeabile per porosità con grado di permeabilità medio alto ed ospitano una falda freatica libera con limite inferiore in corrispondenza del tetto del substrato, di norma poco permeabile. L'orizzonte basale è caratterizzato da valori di permeabilità più alti per la granulometria grossolana.
Il substrato roccioso: costituito prevalentemente da scisti cloritici ed in subordine da conglomerati con matrice sabbiosa, rappresenta un acquifero scarsamente permeabile per fratturazione. La circolazione dell'acqua avviene lungo le discontinuità primarie (piani di scistosità) e/o acquisite (giunti di discontinuità) presenti nell'ammasso roccioso. In uno spaccato verticale dell'affioramento roccioso, si differenzia una zona più superficiale, caratterizzata da una permeabilità più accentuata e che garantisce una buona infiltrazione delle acque meteoriche. In profondità il deflusso delle acque avviene all'interno del reticolo delle discontinuità e segue percorsi tortuosi e spesso difficilmente individuabili.
La soggiacenza della falda freatica presente all'interno dei depositi alluvionali si attesta ad una profondità variabile da circa 2,7 a 3,5 m al di sotto del p.c. (misure eseguite durante il mese di agosto 2014). La falda, alimentata dai contributi di precipitazione diretta e dalle acque raccolte dal bacino imbrifero immediatamente a monte, presenta un andamento tabulare in direzione nord.

4 CLASSIFICAZIONE SISMICA

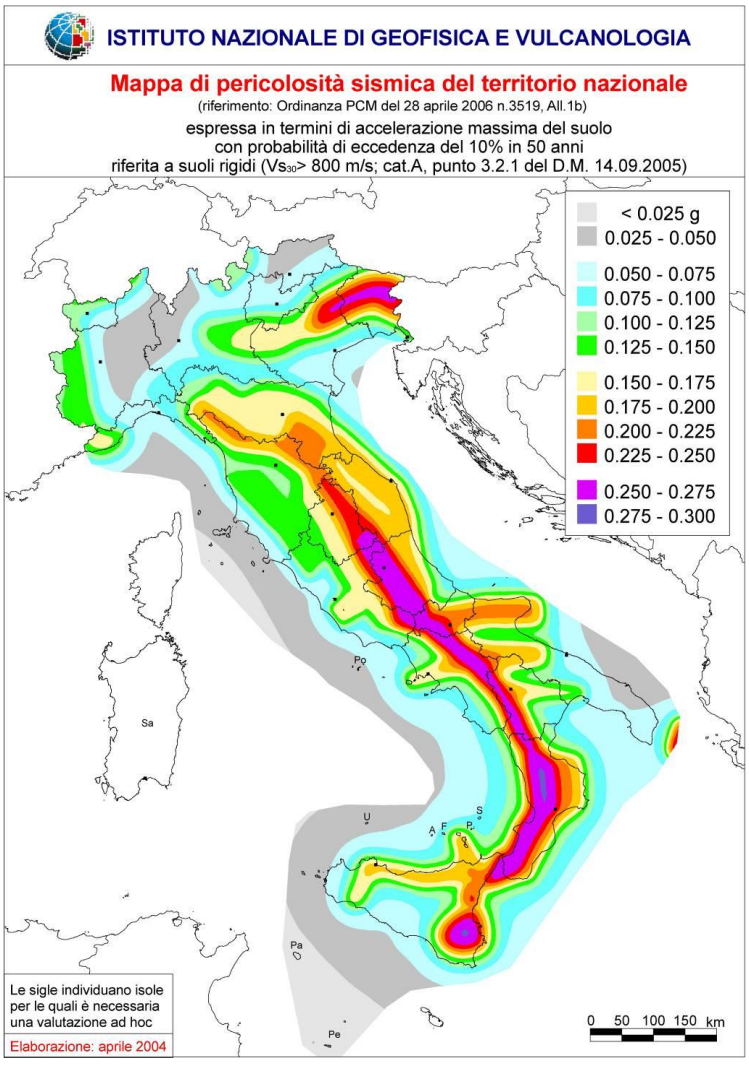
Le azioni sismiche attese in un certo sito si prevedono, su base probabilistica, tramite la pericolosità sismica che è funzione delle caratteristiche di sismicità regionali e del potenziale sismogenetico delle sorgenti sismiche; la valutazione della pericolosità sismica porta poi alla valutazione del 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 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:

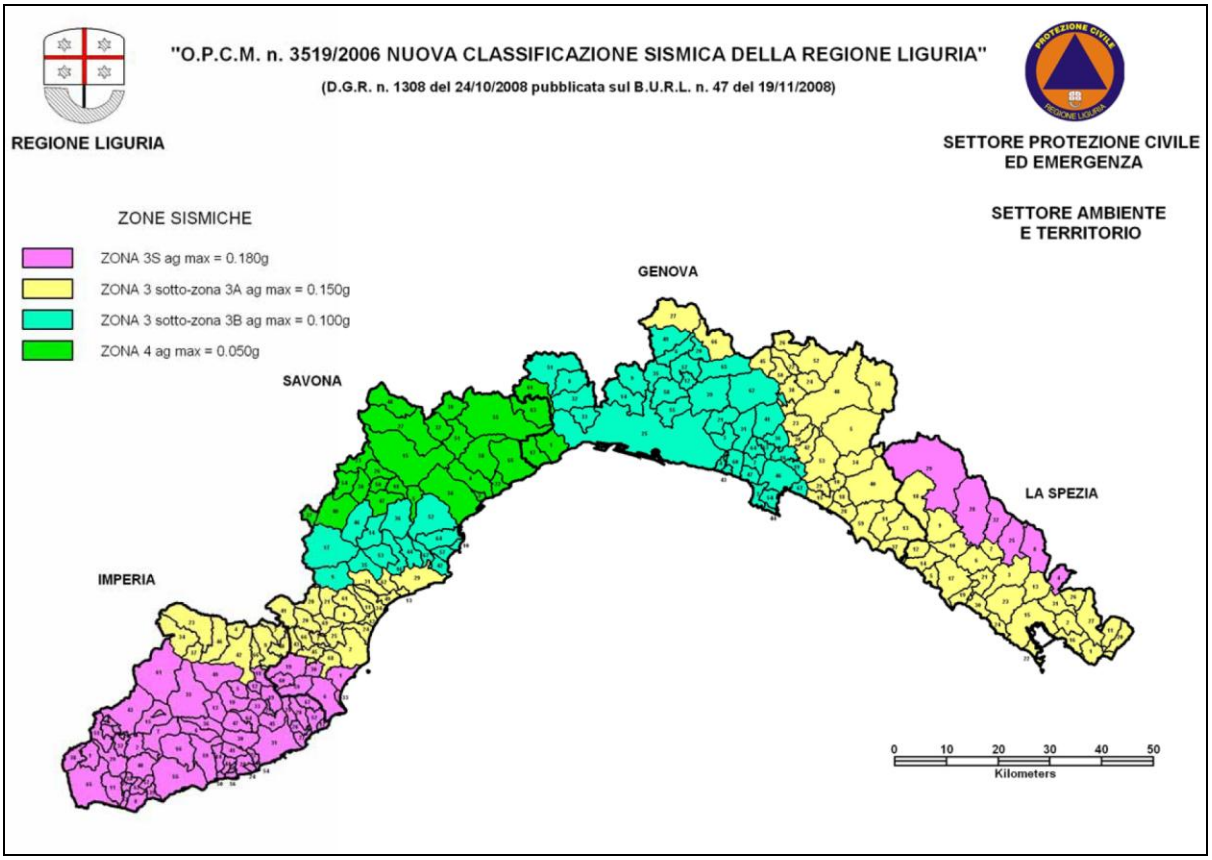
- Allegato 1A - *Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*
- Allegato 1B - *Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.*

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 caratterizzati da V_{S30} > 800 m/s.



4.2 Normativa regionale

La Regione Liguria con il DGR del 24/10/2008 n. 1308 ha deliberato l'approvazione della nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria che sostituisce la classificazione sismica di cui all'allegato 1 della D.G.R. n. 530 del 16/05/2003.



Secondo la nuova classificazione sismica della Regione Liguria l'area in esame ricade in zona 4 - Zona con pericolosità sismica molto bassa (PGA max = 0,05)

4.3 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 la 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 (P*ericolosità 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/.

4.4 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 Vs, 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_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m.

B *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

C *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} 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 *Depositi 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):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove hi e Vi 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.

4.5 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
T1	Superficie pianeggiante pendii e rilievi con inclinazione media i ≤15°
T2	pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

L'area in esame presenta configurazioni superficiali semplici, pertanto per l'area di studio 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 ≤ 15°*.

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 rigidezza 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 rigidezza 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 Vs_{30}, che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 m di profondità.



Ubicazione stendimento sismico

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 21 geofoni con spaziatura pari a 2.0 m.
Sono stati utilizzati 21 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).



Vista dello stendimento MASW effettuato

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 (Vs) 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:

$$\mathbf{V_{s,30} = 573\ m/s}$$

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

6 INDAGINE GEOGNOSTICA AGOSTO 2014

(estratto relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Giorgio Ligorini nel mese di settembre 2014)

SONDAGGI GEOGNOSTICI A CAROTAGGIO CONTINUO

I sondaggi sono stati eseguiti a rotazione a carotaggio continuo fino al raggiungimento del substrato roccioso ed utilizzando carotieri semplici e doppi di diametro pari a 116 mm con inserti in widia e diamante; in assenza dell'autosostentamento del foro sono stati impiegati rivestimenti provvisori del diametro pari a 140 mm con scarpa ad inserti in widia. Di ogni sondaggio è stata redatta una descrizione stratigrafica in cui sono stati indicati: il tipi di terreno, le condizioni di umidità, la consistenza, il colore, la struttura; sono stati inoltre indicati la profondità della falda, la percentuale di recupero e la strumentazione installata.

Tabella 1: schema riassuntivo dei risultati dei sondaggi geognostici eseguiti

Sondaggio	Fondo foro (m da p.c.)	Spessore terreni di copertura (m.)	Quota substrato roccioso integro (m da p.c.)	Piezometro
SP1	9,00	6,3	6,70	X
S2	10,00	6,8	8,10	
SP3	13,10	9,3	9,30	X
S4	10,00	7,4	9,00	
SP5	10,00	6,9	8,60	X

INSTALLAZIONE PIEZOMETRI

Per la verifica della presenza e della qualità della falda freatica, la campagna geognostica ha previsto l'installazione di piezometri a tubo aperto nei fori di sondaggio, denominati SP1, SP3 e SP5. Per l'allestimento del piezometro, sono stati impiegati tubi piezometrici in spezzoni di varia lunghezza con diametro nominale di 3 pollici, tubo in PVC, microfessurato da fondo foro fino a quota - 1 m dal p.c., cieco per il tratto superficiale. Al termine delle operazioni di perforazione e installazione del piezometro, dopo un periodo di tempo sufficientemente lungo per il ristabilirsi degli equilibri piezometrici, è stata verificata la profondità del pozzo e rilevata la soggiacenza della falda freatica mediante una sonda dedicata (freatimetro), riferendo le misure alla testa del pozzo. Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche dei piezometri e la soggiacenza della falda freatica rispetto a bocca pozzo, rilevata al termine delle attività di perforazione.

Tabella 2: caratteristiche dei piezometri

Piezometro	Diametro (pollici)	Lunghezza tratto cieco (m da b.p.)	Profondità (m da b.p.)	Livello di falda 6 agosto 2014 (m da b.p.)
SP1	3"	1	9,00	3,38
SP3	3"	1	13,10	3,14
SP5	3"	1	10,00	3,47

In base al rilievo planoaltimetrico delle teste di tutti i piezometri presenti nell'area indagata, compresi due piezometri preesistenti ed indicati in planimetria con la dicitura PZ e S5-2008, la profondità della falda è stata riferita al livello medio del mare. La tabella seguente riporta i dati relativi a ciascun punto di misura.

Tabella 3: livelli piezometrici e dati piezometri - rilievo agosto 2014

Piezometro	Profondità (m da t.p.)	Diametro (pollici)	Livello di falda Agosto 2014 (m da t.p.)	Quota t.p. (m s.l.m.)	Quota falda (m s.l.m.)
SP1	9	3"	3,38	371,06	367,68
SP3	13,10	3"	3,14	371,40	368,26
SP5	10,0	3"	3,47	373,30	369,83
PZ	14,45	4"	3,05	371,21	368,16
S5-2008	11,95	2"	2,73	370,84	368,11

I valori rilevati sono stati utilizzati per la redazione della carta delle isofreatiche mediante l'utilizzo di un software dedicato (Surfer 8 della società "Golden Software"), e riportata in allegato.

La modellazione dei dati acquisiti individua una falda tabulare con andamento regolare delle isofreatiche e direzione di deflusso orientata da sud verso nord con gradiente idraulico medio pari a 0,015.

PROVE IN FORO (S.P.T.)

Per la parametrizzazione preliminare dei terreni di copertura sono state eseguite n.2 prove penetrometriche dinamiche standard (S.P.T.) in ciascun foro di sondaggio. La prova consiste nell'infissione a percussione di uno speciale campionatore che, penetrando nel terreno, consente di valutarne la resistenza meccanica alla penetrazione (come numero N di colpi di un apposito maglio per un dato avanzamento). In particolare la prova prevede la penetrazione del campionatore, posato in fondo al foro, per due tratti successivi, registrando il numero di colpi di maglio.
Il primo tratto, detto di avviamento, corrisponde ad un avanzamento di 15 cm ed il relativo numero di colpi è designato con la sigla N1. Se N1 = 50 e l'avanzamento è minore di 15 cm, l'infissione è sospesa e la prova è considerata conclusa. Se il tratto di avviamento è superato con N1 < 50, la prova prosegue ed il campionatore viene infisso per un secondo tratto di 30 cm contando separatamente il numero di colpi necessario per la penetrazione dei primi e dei secondi 15 cm (N2 e N3) correlando quest'ultimo valore all'angolo di attrito dei terreni mediante abachi reperibili in bibliografia specializzata (Figura 1).
Caratteristiche del dispositivo:
Maglio: 63,5 Kg
Volata: 75 cm
Diametro aste: 50 mm

Si riportano qui di seguito le risultanze delle prove eseguite:

Sondaggio SP1

Profondità	Litologia	N1	N2+N3
1,50 - 1,95	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa	8	27
3,00 - 3,45	Limo sabbioso con ghiaia	11	R

Sondaggio S2

Profondità	Litologia	N1	N2+N3
4,50 - 4,95	Sabbia limosa e ghiaiosa e ghiaia sabbiosa e argillosa	8	32
6,00 - 6,45	Ghiaia sabbiosa e argillosa	12	47

Sondaggio SP3

Profondità	Litologia	N1	N2+N3
3,00 - 3,45	Limo debolmente ghiaioso con tracce di sabbia	2	8
4,50 - 4,95	Sabbia con limo ghiaiosa	32	R

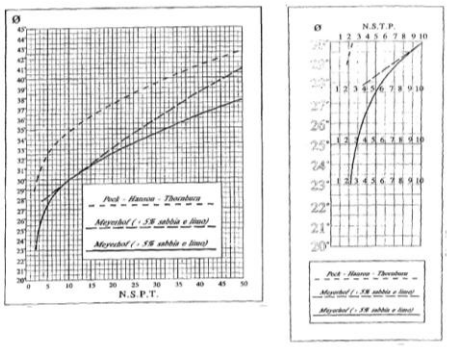
Sondaggio S4

Profondità	Litologia	N1	N2+N3
1,50 - 1,95	Ghiaia con limo debolmente sabbiosa	5	12
4,50 - 4,95	Ghiaia con sabbia limosa	14	R

Sondaggio SP5

Profondità	Litologia	N1	N2+N3
3,00 - 3,45	Ghiaia con ciottoli limosa e debolmente sabbiosa	9	22
6,00 - 6,45	Ghiaia sabbiosa e limosa	9	R

Fig.1: Correlazione N_{SPT} - Angolo di attrito dei terreni



Tramite gli abachi riportati in figura per i terreni incoerenti e la formula di Terzaghi per i terreni coesivi (Cu = 0,067 Nspt), si ricava:

Sondaggio SP1

Profondità	Litologia	N2+N3	Ed (kg/cmq)
1,50 - 1,95	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa	27	428
3,00 - 3,45	Limo sabbioso con ghiaia	R	-

Sondaggio S2

Profondità	Litologia	N2+N3	Ed (kg/cmq)
4,50 - 4,95	Sabbia limosa e ghiaiosa e ghiaia sabbiosa e argillosa	32	500
6,00 - 6,45	Ghiaia sabbiosa e argillosa	47	717

Sondaggio SP3

Profondità	Litologia	N2+N3	Ed (kg/cmq)
3,00 - 3,45	Limo debolmente ghiaioso con tracce di sabbia	8	66
4,50 - 4,95	Sabbia con limo ghiaiosa	-	-

Sondaggio S4

Profondità	Litologia	N2+N3	Ed (kg/cmq)
1,50 - 1,95	Ghiaia con limo debolmente sabbiosa	12	211
4,50 - 4,95	Ghiaia con sabbia limosa	-	-

Sondaggio SP5

Profondità	Litologia	N2+N3	Ed (kg/cmq)
3,00 - 3,45	Ghiaia con ciottoli limosa e debolmente sabbiosa	22	356
6,00 - 6,45	Ghiaia sabbiosa e limosa	-	-

CORRELAZIONE CON I PARAMETRI DI DEFORMAZIONE

Modulo edometrico
Il Modulo edometrico Ed è stato stimato in via preliminare attraverso il valore N spt delle prove eseguite in foro tramite la relazione di Menzebach e Malcev rappresentata dalle seguenti espressioni:
Ed (kg/cmq) = 3,54 Nspt + 38 nel caso di sabbia fine
Ed (kg/cmq) = 14,46 Nspt + 38 nel caso di sabbia con ghiaia
Da cui:

Sondaggio SP1

Profondità	Litologia	N2+N3	Ed (kg/cmq)
1,50 - 1,95	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa	27	428
3,00 - 3,45	Limo sabbioso con ghiaia	R	-

Sondaggio S2

Profondità	Litologia	N2+N3	Ed (kg/cmq)
4,50 - 4,95	Sabbia limosa e ghiaiosa e ghiaia sabbiosa e argillosa	32	500
6,00 - 6,45	Ghiaia sabbiosa e argillosa	47	717

Sondaggio SP3

Profondità	Litologia	N2+N3	Ed (kg/cmq)
3,00 - 3,45	Limo debolmente ghiaioso con tracce di sabbia	8	66
4,50 - 4,95	Sabbia con limo ghiaiosa	-	-

Sondaggio S4

Profondità	Litologia	N2+N3	Ed (kg/cmq)
1,50 - 1,95	Ghiaia con limo debolmente sabbiosa	12	211
4,50 - 4,95	Ghiaia con sabbia limosa	-	-

Sondaggio SP5

Profondità	Litologia	N2+N3	Ed (kg/cmq)
3,00 - 3,45	Ghiaia con ciottoli limosa e debolmente sabbiosa	22	356
6,00 - 6,45	Ghiaia sabbiosa e limosa	-	-

Modulo elastico
Per quel che riguarda il modulo elastico E è stata utilizzata la seguente espressione per i terreni di copertura:
E (Mpa) = 0,5 (Nspt + 15) (Bowles 1982)

Sondaggio SP1

Profondità	Litologia	N2+N3	E (MPa)
1,50 - 1,95	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa	27	21
3,00 - 3,45	Limo sabbioso con ghiaia	-	-

Sondaggio S2

Profondità	Litologia	N2+N3	E (MPa)
4,50 - 4,95	Sabbia limosa e ghiaiosa e ghiaia sabbiosa e argillosa	32	23
6,00 - 6,45	Ghiaia sabbiosa e argillosa	47	31

Sondaggio SP3

Profondità	Litologia	N2+N3	E (MPa)
3,00 - 3,45	Limo debolmente ghiaioso con tracce di sabbia	8	11
4,50 - 4,95	Sabbia con limo ghiaiosa	-	-

Sondaggio S4

Profondità	Litologia	N2+N3	E (MPa)
1,50 - 1,95	Ghiaia con limo debolmente sabbiosa	12	13
4,50 - 4,95	Ghiaia con sabbia limosa	-	-

Sondaggio SP5

Profondità	Litologia	N2+N3	E (MPa)
3,00 - 3,45	Ghiaia con ciottoli limosa e debolmente sabbiosa	22	18
6,00 - 6,45	Ghiaia sabbiosa e limosa	-	-

PARAMETRIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Al fine di ottenere informazioni sulle caratteristiche geomeccaniche del substrato roccioso è stato eseguito un rilevamento geomeccanico sui campioni di roccia prelevati in foro. Natura del substrato roccioso Gli affioramenti rocciosi sono costituiti in prevalenza da scisti cloritici, debolmente alterati, con fratture ravvicinate di colore grigio e rossastro. Parametrizzazione dell'ammasso roccioso Poiché il substrato risulta fratturato per la presenza di famiglie di discontinuità, che tendono a scomporlo in blocchi, è stato valutato un comportamento globale dell'ammasso roccioso in termini di resistenza. In particolare si è ricorsi al criterio di rottura empirico di Hoek e Brown; il criterio di rottura (Hoek - Brown) valuta i parametri di resistenza a partire dalle proprietà del materiale roccia che costituisce i blocchi dell'ammasso e dall'influenza delle discontinuità che governano il comportamento dell'ammasso stesso. Per la definizione dei parametri è stato utilizzato il software freeware RocLab distribuito dalla società Rocscience. In particolare i rilievi hanno fornito i seguenti valori per l'ammasso roccioso:

PARAMETRI DI INGRESSO	
Descrizione litologica	Roccia laminata
Resistenza compressione uniassiale	*30 Mpa (valore cautelativo ricavato dalla bibliografia)*
GSI (Geological Strenght Index) Indice che esprime le caratteristiche strutturali dell'ammasso in termini di grado di fratturazione e disturbo tettonico)	15 (valore relativo ad un ammasso roccioso costituito da scisti).
Costante Mi (coefficiente roccia intatta)	10 (valore ricavato dalla bibliografia specializzata)
D (Fattore di disturbo) Grado di disturbo subito dall'ammasso in seguito ad uno scavo	0,5 (valore relativo ad un disturbo medio dell'ammasso)
Applicazione	Profondità 10 metri

PARAMETRI DI RESISTENZA	
Peso di volume	2,5 t/mc
Angolo di attrito	39°
Coesione	0,3 Kg/cmq

7 INDAGINE GEOGNOSTICA APRILE 2015

L'indagine geognostica di campagna è stata condotta mediante l'esecuzione di 15 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 AGI

Il terreno è stato indagato a partire dalla quota del piano campagna attuale fino alle seguenti profondità:

Prova	Profondità (m da p.c.)	Prova	Profondità (m da p.c.)
1	6.0	9	4.2
2	5.1	10	7.5
3	6.3	11	6.3
4	6.6	12	6.6
5	5.4	13	5.4
6	5.7	14	6.6
7	7.8	15	6.0
8	6.0		

Le prove si sono state interrotte alle profondità sopra riportate per la presenza di orizzonti particolarmente resistenti alla penetrazione.

Successivamente alla realizzazione della prova 7, il foro penetrometrico è stato attrezzato con tubazione piezometrica in PVC da 1", dotata di tratto filtrante da – 1.0 m dal p.c. fino a fondo foro.
Il piezometro è stato posizionato per monitorare il livello di falda freatica in sito.



Piezometro installato – SCPT 7

In data 3 aprile 2015 la quota di falda si attestava ad una profondità di circa 3.20 m da p.c..

Il piezometro è stato lasciato in loco e, se non verranno accidentalmente danneggiato, potrà servire per monitorare il livello della falda anche in altri periodi dell'anno.

Di seguito riportiamo le letture piezometriche eseguite nei piezometri installati nelle campagne di indagini precedenti (2008 e agosto 2014):

	Lettura Aprile 2015	*Lettura Agosto 2014*
Piezometro	*Livello falda (m)*	*Livello falda (m)*
SP 1 (agosto 2014)	*1.70*	*3.38*
SP 3 (agosto 2014)	*0.95*	*3.14*
SP 5 (agosto 2014)	*1.55*	*3.47*
S5 2008	*0.48*	*2.73*

Le letture piezometriche eseguite nei piezometri installati nel 2008 e nel 2014 rivelano invece la presenza di acqua ad una profondità variabile da 0.48 a 1.70 m da p.c..

Tali differenze di quota della superficie freatica sono presumibilmente giustificabili, oltre che con differenze di quota topografica assoluta dei punti di misurazione, anche con la peculiarità idrogeologica dell'area in cui, dato il ridotto spessore della copertura, non si ha un acquifero vero e proprio ma bensì una falda discontinua la cui quota è in relazione con la presenza di locali livelli impermeabili che la sostengono.

8 PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base dell'addensamento rilevato nei terreni indagati sono state riconosciute le seguenti litozone:

- LITOZONA O: grado di addensamento estremamente basso con caratteristiche geotecniche scarse (Nscpt < 5)
- LITOZONA A: grado di addensamento basso con caratteristiche geotecniche modeste (5 < Nscpt < 10)
- LITOZONA B: grado di addensamento medio-alto con caratteristiche geotecniche da discrete a buone (10 < Nscpt < 20)
- LITOZONA C: grado di addensamento alto con caratteristiche geotecniche da buone a ottime (Nscpt > 20); localmente l'addensamento è talmente elevato da determinare l'interruzione delle verticali d'indagine.

La seguente tabella indica la successione delle litozone precedentemente individuate nelle tre prove eseguite, le profondità indicate si riferiscono alla quota di inizio prova.

S.C.P.T.

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	γ (T/m^3)	ϕ (°)	E (kg/cm^2)	K's (kN/m^3)
O	0.0 – 0.9/2.1	2 – 3	4 – 5	1.65 – 1.70	25.5 – 26.5	30 – 75	5.4 – 8.5 x 10^3
A	0.9/2.1 – 1.8/6.0	4 – 7	7 – 12	1.70 – 1.75	27 – 30	115 – 225	10.5 – 19.5 x 10^3
B	1.8/6.0 – 3.3/6.6	11 – 14	20 – 25	1.85	32.5 – 34	335 – 375	38.5 – 47.5 x 10^3
C	3.3/6.6 – 4.2/7.8	> 20	> 33	> 1.90	> 36	> 445	> 71.5 x 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 correlati

γ = peso di volume del terreno (T/m^3)

ϕ = 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 d'indagine eseguite hanno evidenziato la presenza di sedimenti scarsamente addensati fino alla profondità di 0.9/2.1 m da p.c.. Inferiormente si osserva un modesto miglioramento delle caratteristiche geotecniche e il passaggio alla litozona A caratterizzata da parametri geotecnici comunque modesti. Oltre la profondità di 1.8/6.0 m dal piano campagna attuale, si osserva un sensibile aumento dello stato di addensamento dei terreni attraversati e la presenza delle litozone B e C dalle buone/ottime caratteristiche geotecniche. In corrispondenza della litozona C, rappresentata dallo strato di alterazione del substrato roccioso, si ha l'interruzione di tutte le verticali penetrometriche eseguite.

Di seguito si riporta l'assetto stratigrafico ricostruito dal Dott. Geol. Ligorini sulla base delle stratigrafie dei sondaggi eseguiti nel mese di agosto 2014:

1° Strato: superficialmente, fino ad una profondità massima di 1,5 m rispetto al p.c., sono presenti terreni di copertura evoluti in suolo vegetale, costituiti da limo debolmente umido, poco consistente, di colore marrone rossiccio;

2° Strato: al di sotto di tale orizzonte sono prese nti depositi fluviali costituiti da limo, sabbia e ghiaia in percentuali variabili tra loro, fino ad una profondità media di 4,5 - 5,0 metri;

3° Strato: segue, in corrispondenza della porzione basale del materasso alluvionale, un orizzonte a frazione ghiaiosa dominante, talvolta con presenza di ciottoli;

4° Strato: i depositi alluvionali poggiano su un sottile cappellaccio di alterazione a cui segue il substrato roccioso di base, individuato in corrispondenza di tutte le verticali di indagine ad una quota variabile da 6,7 a 9,3 m rispetto al locale p.c. La roccia di substrato è costituita in prevalenza da scisti cloritici debolmente alterati, fratturati, di colore grigio

rossastro e da conglomerati con clasti sia subangolari che subarrotondati in abbondante matrice sabbiosa, di colore rossastro.

Le verticali penetrometriche eseguite dagli scriventi nel mese di aprile 2015 confermano di fatto l'assetto stratigrafico appena riportato.

9 ESECUZIONE RILEVATO

Come riportato in premessa il progetto prevede il totale riempimento dell'area in esame mediante materiale idoneo in modo da riportare la quota del p.c. dell'area in esame alla quota 0.00 di progetto.

Le verticali penetrometriche hanno evidenziato la presenza di sedimenti scarsamente addensati fino alla profondità di 1.2/1.5 m da p.c.

Per l'esecuzione di tale rilevato si dovranno osservare delle specifiche tecniche minime indispensabili per ottenere un rilevato ben costipato, dalle caratteristiche omogenee e che si adatti alle particolari caratteristiche del terreno naturale presente alla quota di imposta e al tipo di fondazione che si andrà a realizzare.

Il corpo del rilevato dovrà essere realizzato in strati sovrapposti di 30/40 cm. Ogni strato sarà rullato con l'ausilio di un rullo costipatore con peso superiore a 50 quintali (fino a 150) che eseguirà almeno quattro passaggi a velocità ridotta (2-3 km/h). La forma del rilevato, in sezione, sarà trapezoidale: in particolare le sponde verticali dovranno avere una pendenza inferiore a 35°.

Il corpo del rilevato può essere realizzato in due modi:

- utilizzando materiale granulometricamente stabilizzato: viene utilizzato un materiale che ha una curva granulometrica tale da consentire al materiale di assorbire e distribuire i carichi mantenendo una buona stabilità e coerenza. Può essere impiegato anche materiale riciclato (proveniente da demolizioni civili)
- utilizzando terra stabilizzata a calce/cemento: previo studio di ottimizzazione della miscela (legante e terreno) viene stesa la terra in strati di 30/40 cm e stabilizzata in sito garantendo un ammorsamento tra gli strati per evitare lo scorrimento degli stessi. La stabilizzazione del suolo ha come scopo quello di rendere un terreno utilizzabile, migliorandone le caratteristiche reologiche, chimiche, meccaniche e la sua durata, permettendogli di sopportare le sollecitazioni indotte dagli eventuali carichi applicati e resistere agli agenti atmosferici ai quali è soggetto.

La corretta esecuzione del rilevato potrà essere verificata mediante l'apposita realizzazione di prove di carico su piastra in corso d'opera.

10 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE (secondo Testo Unico 14/01/2008) E DEI CEDIMENTI PREVEDIBILI – PALAZZINA UFFICI

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.

10.1 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/γ_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 γ_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 γF 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 rigidezza.

Resistenze (M)
Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

a. in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γM specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γR specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
b. in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γR riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera (Cap. 6 D.M. 14/01/2008);
c. sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γR 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 γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	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

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

Si ritiene che il sistema terreno costipato- sottostante terreno naturale avrà le seguenti caratteristiche:

Intervento	Quota imposta fondazioni da 0.0. (m)	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	ϕ_m (°)	ϕ_k (°)	γ_m (T/m^3)	γ_k (T/m^3)
Palazzina uffici	1.00	Trave rovescia	1.50	30.0	30.0	1.75	1.75

dove

ϕ_m e γ_m rappresentano i valori medi

ϕ_k e γ_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).

Intervento	Quota imposta fondazioni da 0.0 (m)	Tipo di fondazione	Larghezza fondazione (m)	ϕ_k (°)	ϕ_d (°)	γ_k (T/m^3)	γ_d (T/m^3)
Palazzina uffici	1.00	Trave rovescia	1.50	30.0	30.0	1.75	1.75

dove

ϕ_d e γ_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 $\phi > 10°$, presenta la seguente espressione:

$$\mathbf{q\ ult = q\ Nq\ Sq\ dq + c\ Nc\ Sc\ dc + 0.5\ \gamma\ B\ N\gamma\ S\gamma\ d\gamma}$$

dove:

Sc Sq Sγ sono fattori di forma

dc dq dγ sono fattori di profondità

Nc Nq Nγ 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:

$$q\ ult = q\ Nq\ Sq\ dq + 0.5\ \gamma\ B\ N\gamma\ S\gamma\ d\gamma$$

Nei calcoli effettuati si è valutata la capacità portante per fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia (B= 1.50 m) impostate alla profondità di circa – 1.00 m dalla quota 0.00 di progetto (in corrispondenza del rilevato da realizzare).

Introducendo i valori dei parametri geotecnici di progetto nella formula di Meyerhof e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nella seguente tabella (colonna R3) si ottengono i seguenti valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico (R_d) pari a **1.80 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.I – Coefficienti parziali γ_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.

10.2 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:

$$Nd = G1 + G2 + P + \Psi 21 Qk1 + \Psi 22 Qk2 + \Psi 23 Qk3 + \ldots$$

dove:

Gi-esimo = 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.

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

dove:
f_s f_h f_t 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
Ic è l'indice di compressibilità (tiene conto dei valori NSPT ricavati nel corso delle prove)
q' è la pressione efficace lorda (kPa)
σvo è la tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

Utilizzando il valore di pressione limite ricavato con il fattore di sicurezza γ_R **= 2.3** previsto dalla normativa, si ottengono cedimenti assoluti troppo elevati e non compatibili con le strutture in progetto.
Al fine di ottenere cedimenti ammissibili (prossimi a 30 mm) si consiglia pertanto di adottare un valore di pressione di esercizio P_E non superiore a **1.40 kg/cm^2**.

Solo in questo modo si avranno cedimenti assoluti compatibili con le strutture in progetto.

11 REALIZZAZIONE CAPANNONI - INDICAZIONI ESECUZIONE FONDAZIONI PROFONDI SU PALI

Come riportato in premessa nell'area in esame è prevista la realizzazione di tre nuovi capannoni industriali. Sulla base delle informazioni forniteci dai progettisti è prevista per queste strutture l'utilizzo di fondazioni profonde su pali.

Terreni poco addensati come quelli riscontrati nel corso delle prove consentono l'adozione di pali battuti e pali vibro infissi che hanno costi contenuti rispetto ai pali trivellati e migliorano le caratteristiche del terreno poiché tendono ad addensarlo. L'impiego di questo tipo di pali risulta problematico se si riscontra la presenza in superficie di livelli molto addensati: questi pali infatti, essendo infissi a percussione, si arrestano se trovano orizzonti molto addensati.

I pali dovranno essere immorsati adeguatamente (almeno 2.0 m) negli orizzonti molto addensati presenti a profondità variabili da 4.0 a 8.0 m dal piano campagna attuale nelle prove eseguite.

12 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 esistenza 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 $U_c > 3,5$.

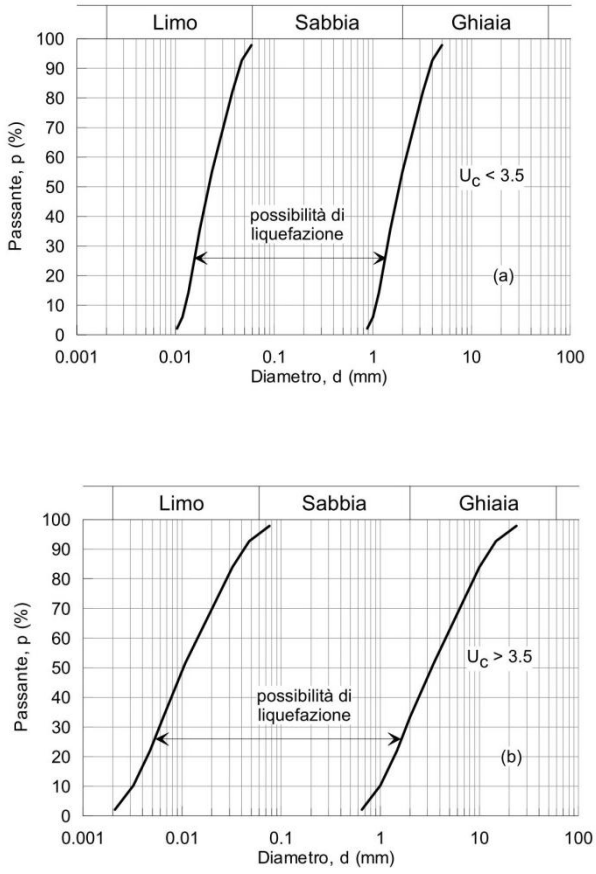


Figura 7.11.1 – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.*

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

13 CONCLUSIONI

Nell'area in esame posta in località Ferrania nel comune di Cairo Montenotte (SV) è prevista la realizzazione di un nuovo complesso industriale che sarà costituito da 3 capannoni e una palazzina uffici.

L'area in esame, inserita in una porzione di territorio caratterizzata dalla presenza di altri siti produttivi, abitazioni ad uso civile, aree boschive ed agricole, occupa una superficie totale di 40000 m^2 ed è situata in sinistra orografica del Fiume Bormida, su un'area pianeggiante ad una quota altimetrica di circa 372 metri s.l.m. (ribassata di circa 1.50/2.00 m rispetto alla quota 0.00 di progetto individuata in corrispondenza di via G. Matteotti).

Il progetto prevede il totale riempimento dell'area in esame mediante materiale idoneo in modo da riportare la quota del p.c. dell'area in esame alla quota 0.00 di progetto.

Per l'esecuzione di tale rilevato si dovranno osservare delle specifiche tecniche minime indispensabili per ottenere un rilevato ben costipato, dalle caratteristiche omogenee e che si adatti alle particolari caratteristiche del terreno naturale presente alla quota di imposta e al tipo di fondazione che si andrà a realizzare.

Il corpo del rilevato dovrà essere realizzato in strati sovrapposti di 30/40 cm. Ogni strato sarà rullato con l'ausilio di un rullo costipatore con peso superiore a 50 quintali (fino a 150) che eseguirà almeno quattro passaggi a velocità ridotta (2-3 km/h). La forma del rilevato, in sezione, sarà trapezoidale: in particolare le sponde verticali dovranno avere una pendenza inferiore a 35°.

Per tutte le strutture in progetto è previsto l'utilizzo di fondazioni profonde su pali. E' possibile ipotizzare per la palazzina uffici l'utilizzo di fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia impostate ad una profondità di circa 1.00 m dalla quota 0.00 di progetto (individuata in corrispondenza del piano stradale di Via Matteotti)

Nel mese di aprile 2015 , come da accordi con la committenza, è stata condotta un'accurata campagna indagine geognostica dell'area con esecuzione di 15 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.

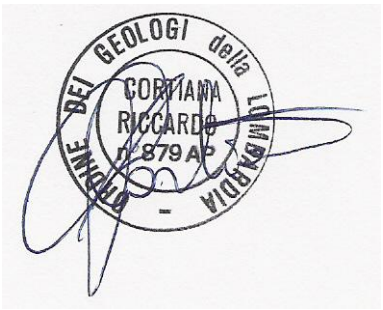
Per la palazzina uffici i calcoli effettuati hanno dimostrato che sarà possibile utilizzare fondazioni dirette continue del tipo a trave rovescia (B= 1.5 m) impostate ad una profondità di circa 1.0 m da 0.00 di progetto (in corrispondenza del rilevato da realizzare).

Per quanto riguarda i capannoni è previsto l'utilizzo di fondazioni profonde su pali. Terreni poco addensati come quelli riscontrati nel corso delle prove consentono l'adozione di pali battuti e pali vibro infissi che hanno costi contenuti rispetto ai pali trivellati e migliorano le caratteristiche del terreno poiché tendono ad addensarlo. L'impiego di questo tipo di pali risulta problematico se si riscontra la presenza in superficie di livelli molto addensati: questi pali infatti, essendo infissi a percussione, si arrestano se trovano orizzonti molto addensati.

I pali dovranno essere immorsati adeguatamente (almeno 2.0 m) negli orizzonti molto addensati presenti a profondità variabili da 4.0 a 8.0 m dal piano campagna attuale nelle prove eseguite.

Nel mese di aprile 2015 è stato inoltre eseguito un profilo sismico di tipo MASW (utilizzando 21 geofoni con interdistanza pari a 2.0 m) per la determinazione di un modello di distribuzione di velocità di propagazione delle onde Sh nel sottosuolo. La Vs_{30} stimata è risultata pari a 573 m/s, il sottosuolo dell'area ricade pertanto all'interno della categoria B. Sulla base delle caratteristiche topografiche del territorio, l'area rientra mediamente nella categoria **T1** (*Superficie pianeggiante, con inclinazione media i ≤ 15°)*.

Le misure eseguite nei piezometri installati nel 2008 e nel 2014 Nel corso delle prove è stata rilevata presenza di acqua ad una profondità variabili da – 0.50 a 1.70 m da p.c. attuale.



Il tecnico incaricato
Dott. Geol. Riccardo Cortiana

geotecno srl via Liguria 1 - 20900 Monza Telefono e Fax 039 837656

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



- S.C.P.T. PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
- SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO (eseguiti nel 2014)
- SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO (eseguiti nel 2008)

COMMITTENTE: Zincoil Ossidi Spa	
CANTIERE: Cairo Montenotte (SV) - Località Ferrania	DATA: Apr. '15

geotecno srl via Liguria, 1 - 20900 Monza Tel e Fax 039 837656

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **Zincoil Ossidi Spa**

CANTIERE: Cairo Montenotte (SV) - Località Ferrania

QUOTA DI RIFERIMENTO: piano campagna DATA aprile-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	2	2	3	2	0.3
0.6	1	2	2	1	0.6
0.9	1	1	1	1	0.9
1.2	4	1	1	2	1.2
1.5	6	5	6	7	1.5
1.8	12	2	8	6	1.8
2.1	10	7	4	4	2.1
2.4	4	7	4	6	2.4
2.7	6	6	10	7	2.7
3.0	11	4	7	4	3.0
3.3	21	7	10	4	3.3
3.6	25	12	13	6	3.6
3.9	18	17	10	14	3.9
4.2	10	26	5	8	4.2
4.5	10	28	14	7	4.5
4.8	9	31	20	15	4.8
5.1	12	100	16	20	5.1
5.4	12		14	18	5.4
5.7	31		23	26	5.7
6.0	100		39	31	6.0
6.3			100	48	6.3
6.6				100	6.6
6.9					6.9
7.2					7.2
7.5					7.5
7.8					7.8
8.1					8.1
8.4					8.4
8.7					8.7
9.0					9.0
9.3					9.3
9.6					9.6
9.9					9.9

geotecno srl via Liguria, 1 - 20900 Monza Tel e Fax 039 837656

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE **Zincoil Ossidi Spa**

CANTIERE Cairo Montenotte (SV) - Località Ferrania

QUOTA DI RIFERIMENTO: piano campagna DATA aprile-15

Profondità (m)	S.C.P.T. 5	S.C.P.T. 6	S.C.P.T. 7	S.C.P.T. 8	Profondità (m)
0.3	2	1	3	2	0.3
0.6	3	1	1	1	0.6
0.9	5	2	1	1	0.9
1.2	1	1	1	2	1.2
1.5	5	7	1	2	1.5
1.8	7	7	1	2	1.8
2.1	11	9	15	4	2.1
2.4	10	5	20	8	2.4
2.7	12	5	5	10	2.7
3.0	12	5	5	8	3.0
3.3	14	8	5	6	3.3
3.6	20	6	8	8	3.6
3.9	22	11	7	4	3.9
4.2	24	11	9	4	4.2
4.5	27	8	13	5	4.5
4.8	23	18	21	9	4.8
5.1	43	21	16	10	5.1
5.4	100	61	9	10	5.4
5.7		100	16	31	5.7
6.0			18	100	6.0
6.3			14		6.3
6.6			17		6.6
6.9			29		6.9
7.2			43		7.2
7.5			56		7.5
7.8			100		7.8
8.1					8.1
8.4					8.4
8.7					8.7
9.0					9.0
9.3					9.3
9.6					9.6
9.9					9.9

geotecno srl via Liguria, 1 - 20900 Monza Tel e Fax 039 837656

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE: **Zincoil Ossidi Spa**

CANTIERE: Cairo Montenotte (SV) - Località Ferrania

QUOTA DI RIFERIMENTO: piano campagna DATA aprile-15

Profondità (m)	S.C.P.T. 9	S.C.P.T. 10	S.C.P.T. 11	S.C.P.T. 12	Profondità (m)
0.3	4	3	2	2	0.3
0.6	11	6	2	1	0.6
0.9	4	2	3	1	0.9
1.2	2	3	1	1	1.2
1.5	3	2	1	2	1.5
1.8	12	8	3	2	1.8
2.1	12	14	5	6	2.1
2.4	7	9	3	7	2.4
2.7	13	15	5	10	2.7
3.0	18	7	4	19	3.0
3.3	16	6	4	13	3.3
3.6	26	4	7	5	3.6
3.9	30	8	12	5	3.9
4.2	100	4	13	4	4.2
4.5		4	20	7	4.5
4.8		6	37	19	4.8
5.1		8	20	18	5.1
5.4		7	34	16	5.4
5.7		8	22	12	5.7
6.0		5	38	39	6.0
6.3		10	100	51	6.3
6.6		10		100	6.6
6.9		21			6.9
7.2		43			7.2
7.5		100			7.5
7.8					7.8
8.1					8.1
8.4					8.4
8.7					8.7
9.0					9.0
9.3					9.3
9.6					9.6
9.9					9.9

geotecno srl via Liguria, 1 - 20900 Monza Tel e Fax 039 837656

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

COMMITTENTE **Zincoil Ossidi Spa**

CANTIERE Cairo Montenotte (SV) - Località Ferrania

QUOTA DI RIFERIMENTO: piano campagna DATA aprile-15

Profondità (m)	S.C.P.T. 13	S.C.P.T. 14	S.C.P.T. 15	S.C.P.T. 16	Profondità (m)
0.3	2	2	2		0.3
0.6	2	1	2		0.6
0.9	3	1	1		0.9
1.2	4	2	2		1.2
1.5	4	2	5		1.5
1.8	6	3	6		1.8
2.1	4	2	7		2.1
2.4	7	8	5		2.4
2.7	13	15	6		2.7
3.0	13	7	7		3.0
3.3	4	8	7		3.3
3.6	4	6	6		3.6
3.9	6	8	7		3.9
4.2	18	8	10		4.2
4.5	17	6	12		4.5
4.8	21	6	15		4.8
5.1	64	7	20		5.1
5.4	100	10	18		5.4
5.7		12	32		5.7
6.0		15	100		6.0
6.3		21			6.3
6.6		100			6.6
6.9					6.9
7.2					7.2
7.5					7.5
7.8					7.8
8.1					8.1
8.4					8.4
8.7					8.7
9.0					9.0
9.3					9.3
9.6					9.6
9.9					9.9

geotecno srl via Liguria, 1 - 20900 Monza Telefono e Fax 039 837656

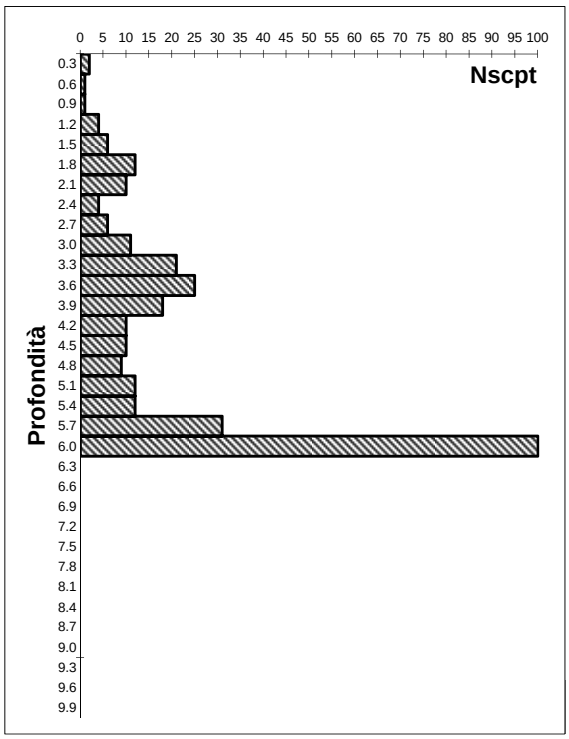
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

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

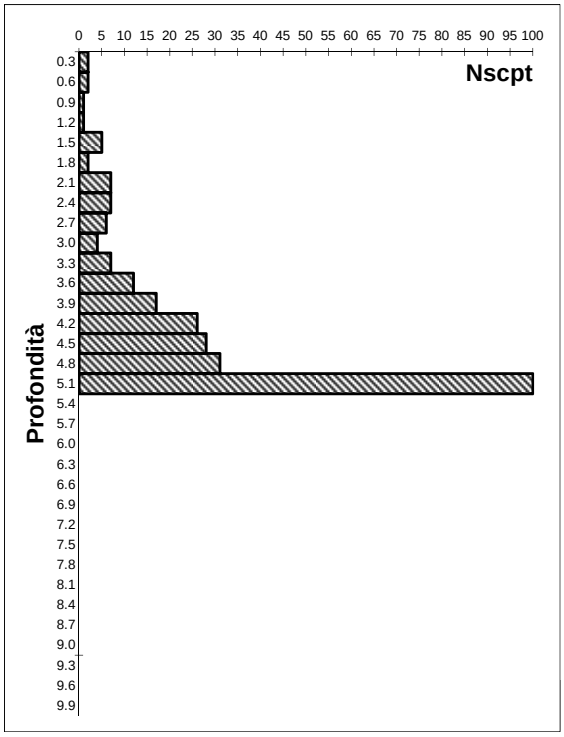
COMMITTENTE: Zincoil Ossidi Spa

LOCALITA': Cairo Montenotte (SV) - Località Ferra **DATA:** apr-15

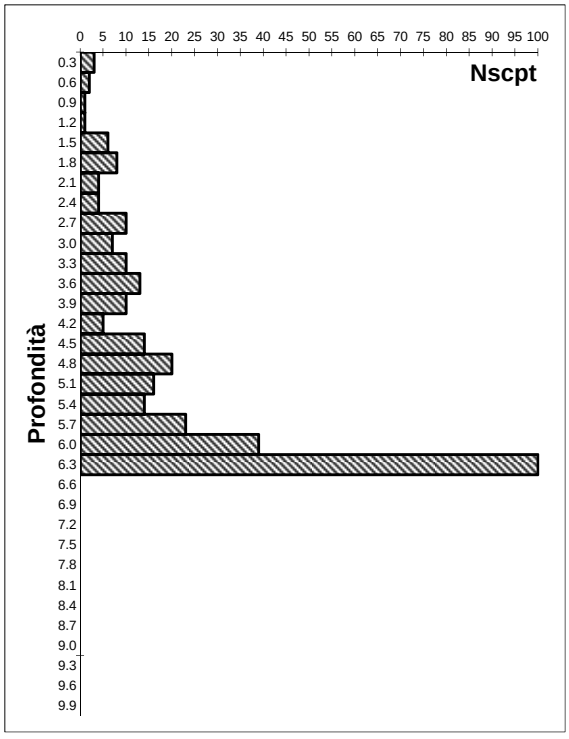
S.C.P.T. 1



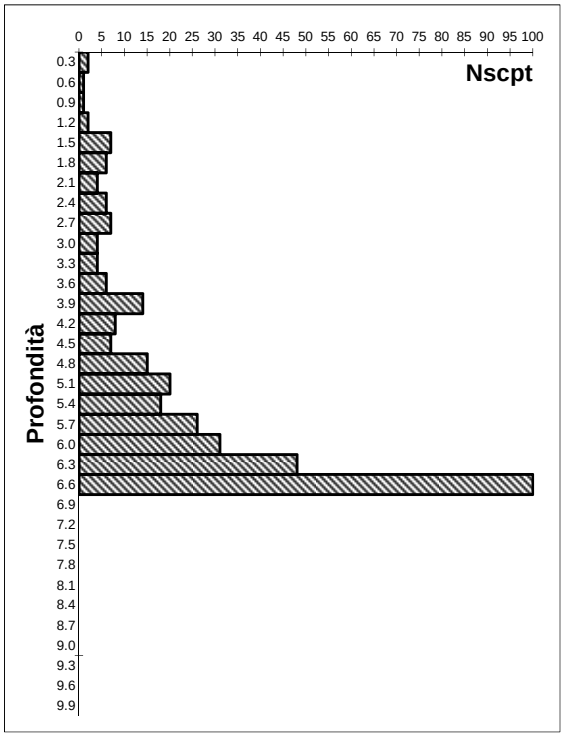
S.C.P.T. 2



S.C.P.T. 3



S.C.P.T. 4



geotecno srl via Liguria, 1 - 20900 Monza Telefono e Fax 039 837656

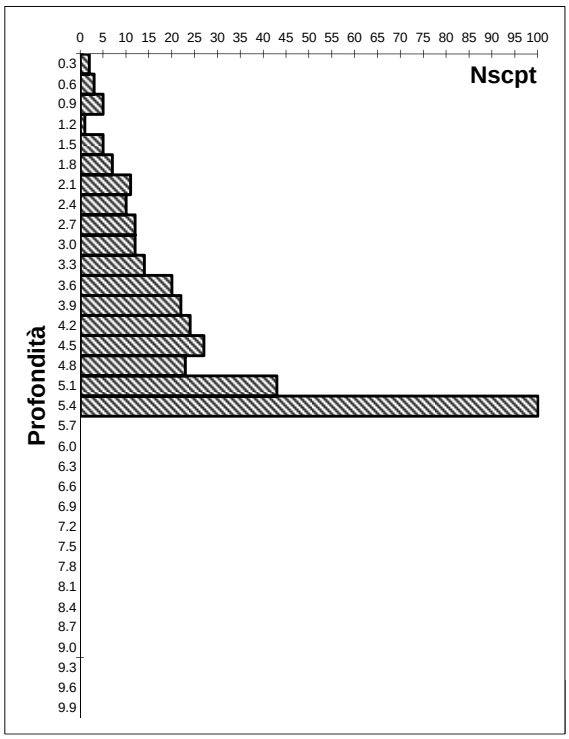
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

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

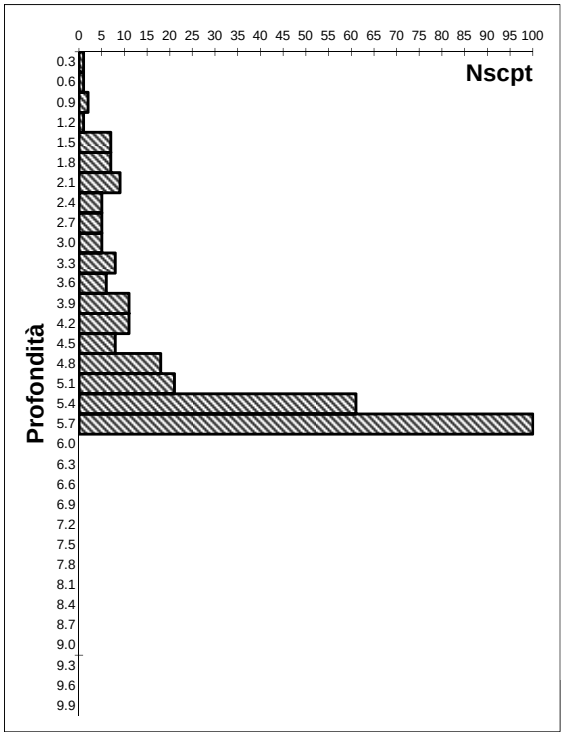
COMMITTENTE: Zincoil Ossidi Spa

LOCALITA': Cairo Montenotte (SV) - Località Ferra **DATA:** apr-15

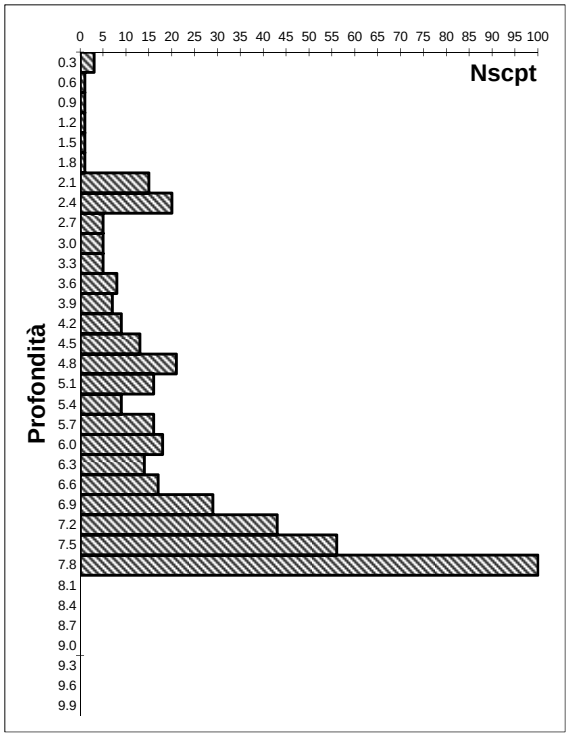
S.C.P.T. 5



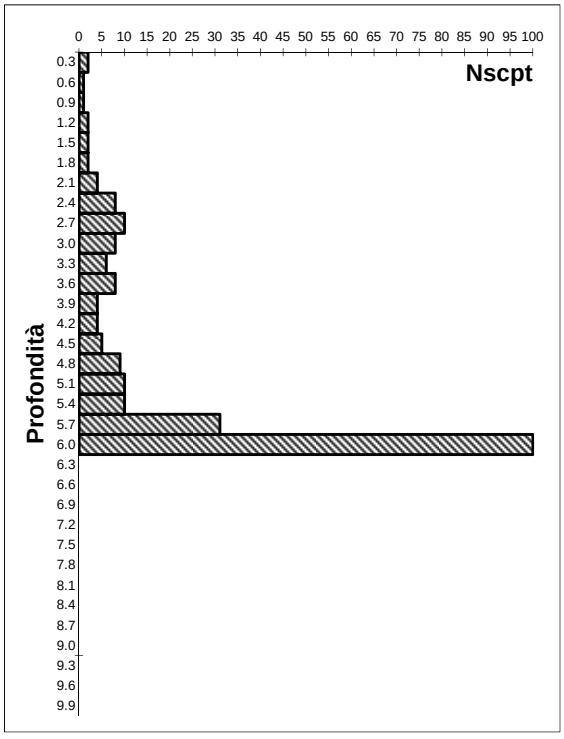
S.C.P.T. 6



S.C.P.T. 7



S.C.P.T. 8



geotecno srl via Liguria, 1 - 20900 Monza Telefono e Fax 039 837656

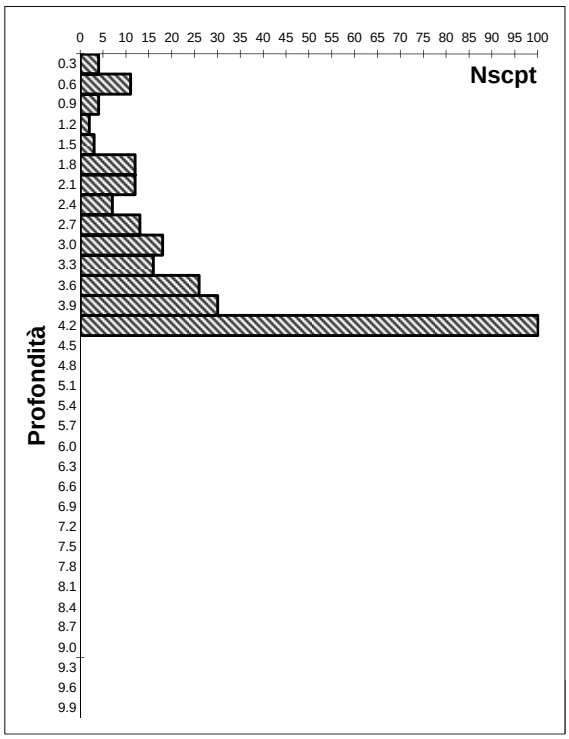
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

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

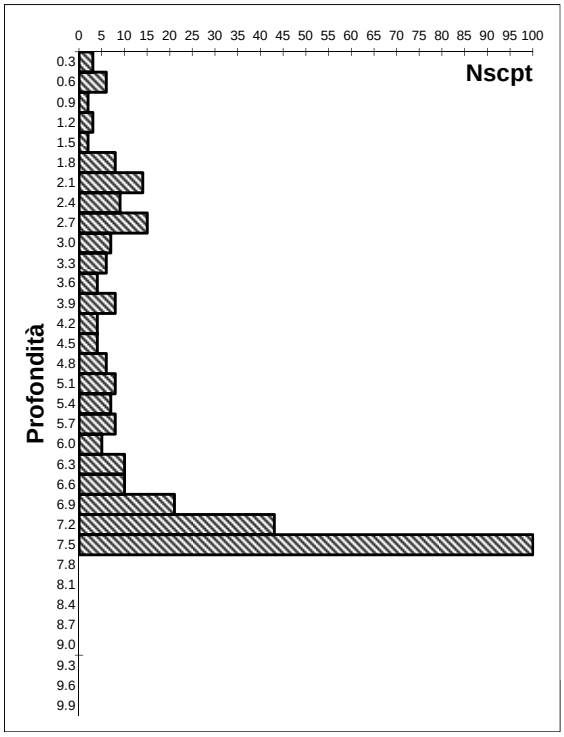
COMMITTENTE: Zincoil Ossidi Spa

LOCALITA': Cairo Montenotte (SV) - Località Ferra **DATA:** apr-15

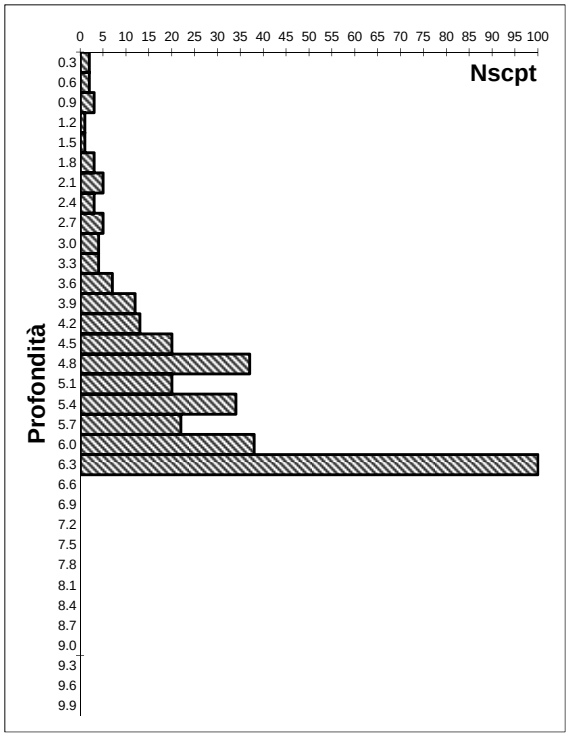
S.C.P.T. 9



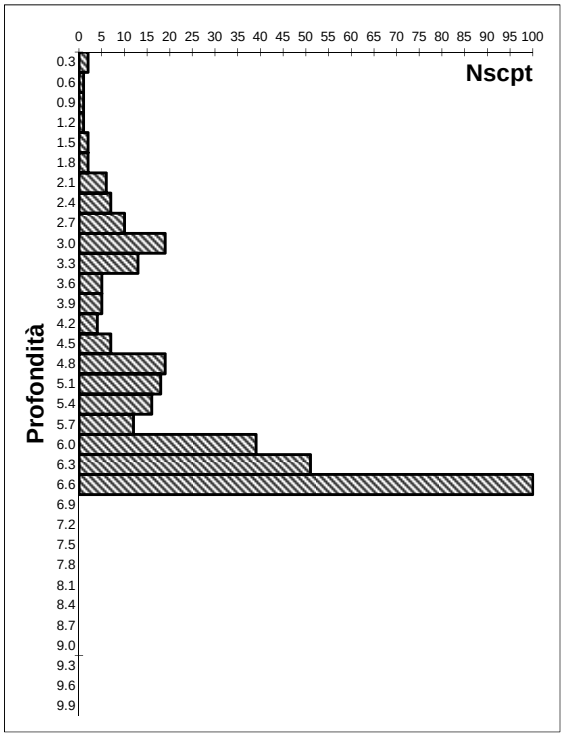
S.C.P.T. 10



S.C.P.T. 11



S.C.P.T. 12



geotecno srl via Liguria, 1 - 20900 Monza Telefono e Fax 039 837656

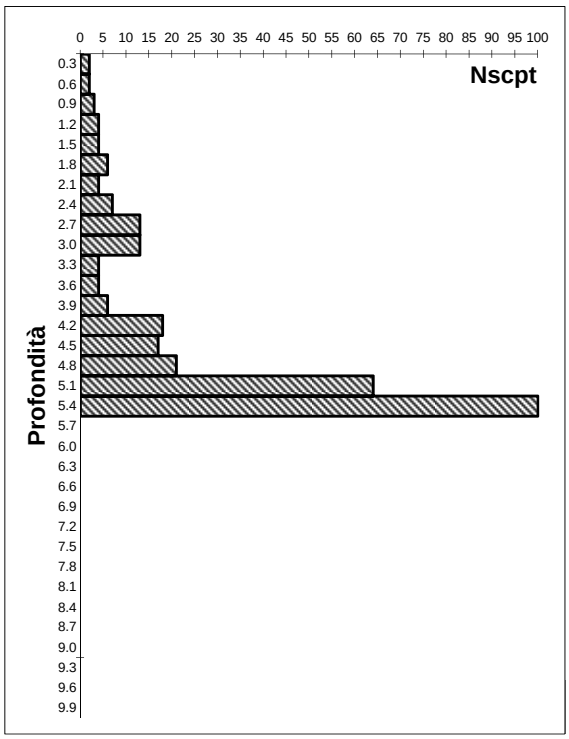
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

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

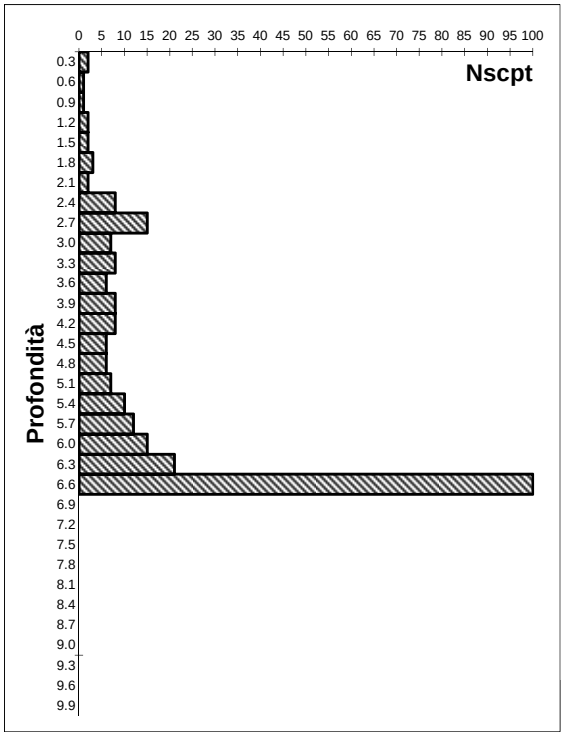
COMMITTENTE: Zincoil Ossidi Spa

LOCALITA': Cairo Montenotte (SV) - Località Ferra **DATA:** apr-15

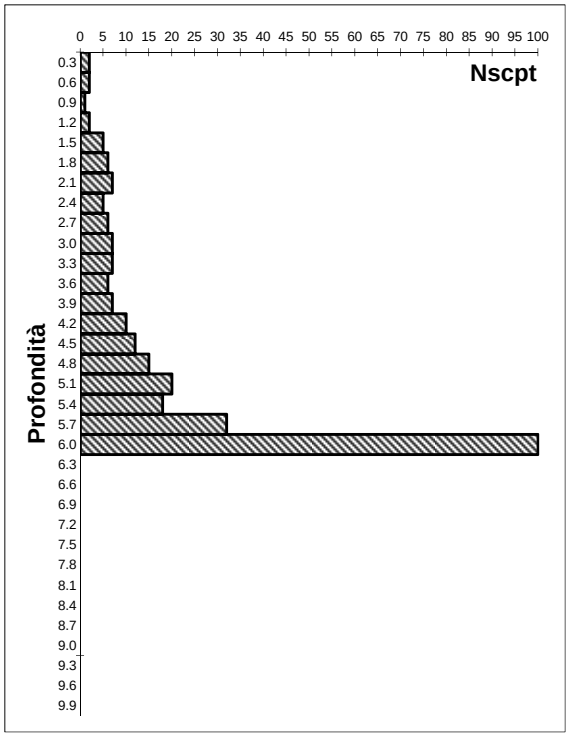
S.C.P.T. 13



S.C.P.T. 14

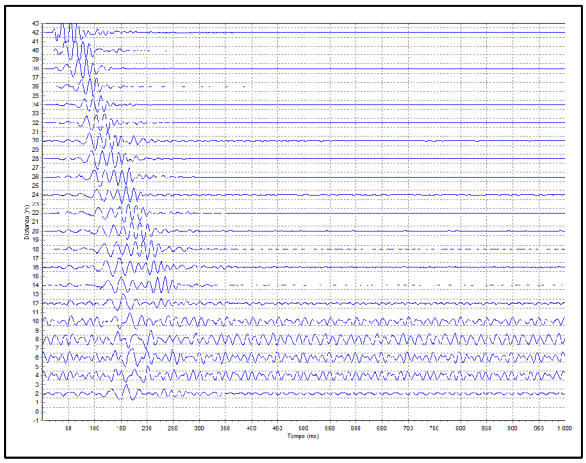


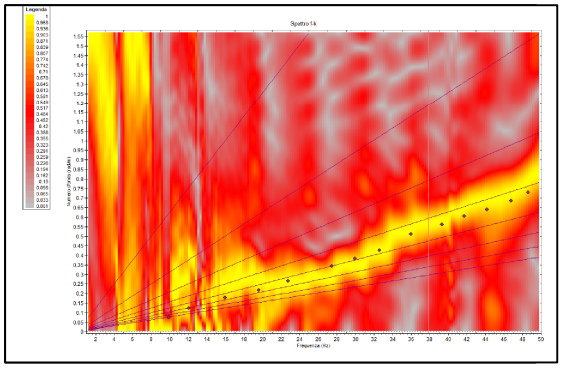
S.C.P.T. 15

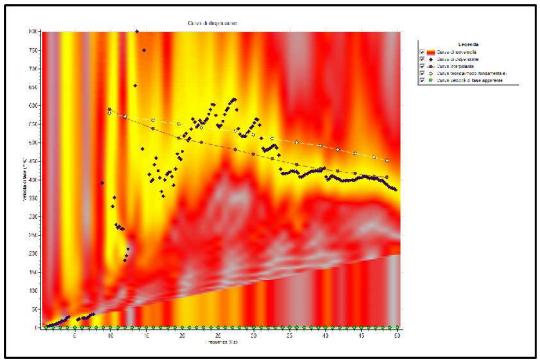


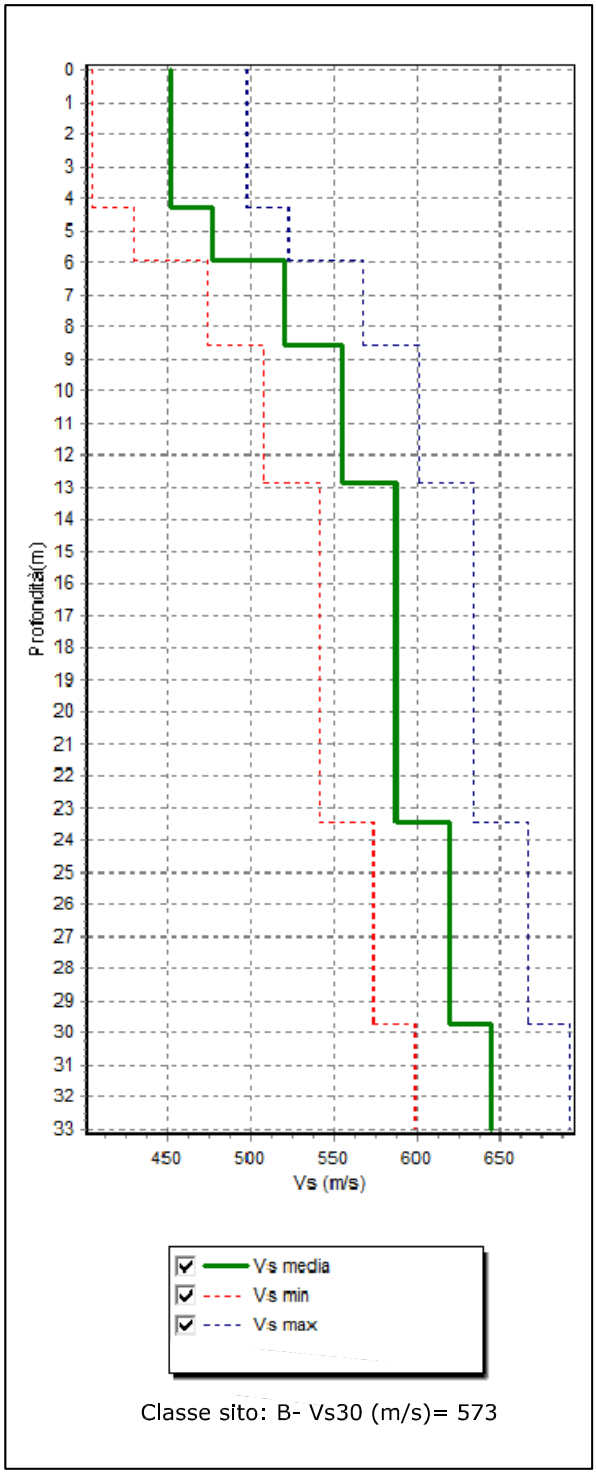
geotecno srl via Liguria 1 - 20900 Monza Telefono e Fax 039 837656

INDAGINE SISMICA MASW









Classe sito: B- Vs30 (m/s)= 573

Tabella parametri geotecnici da MASW M1

N.	Prof.(m)	Vs(m/s)	C.Poisson	Gamma(t/mc)	Vp(m/s)	G0(MPa)	Ed(MPa)	M0(MPa)	Ey(MPa)
1	4.29	452.0	0.3	1.85	841.26	385.28	1334.64	820.93	999.49
2	5.94	477.0	0.3	1.85	888.03	429.08	1487.16	915.06	1113.24
3	8.58	521.0	0.3	1.85	970.35	511.89	1775.65	1093.13	1328.33
4	12.87	555.0	0.3	1.85	1033.96	580.88	2016.07	1241.56	1507.54
5	23.43	588.0	0.3	1.76	1103.53	620.3	2184.8	1357.74	1614.95
6	29.7	620.0	0.3	1.76	1163.4	689.65	2428.28	1508.76	1795.39
7	33.0	645.0	0.3	1.76	1210.17	746.39	2627.45	1632.27	1943.0

COMMITTENTE: ZINCOL OSSIDI S.p.A.

CANTIERE: Cairo Montenotte (SV), località Ferrania | DATA: Apr. '15