

## Costruzioni Antares S.r.l.

Vicolo A. Bellani, 1  
20052 Monza (MB)

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI  
FONDAZIONE PRESSO L'AREA DI VIA SANT'ANDREA 23 IN  
COMUNE DI MONZA (MB) – EX CINEMA MAESTOSO



Relazione tecnica

R1/0710/EDT/GET/VP | Luglio 2010

## INDICE

1. Premessa .....	3
2. Inquadramento geografico e geologico .....	4
3. Inquadramento idrogeologico .....	7
4. Descrizione del progetto .....	10
5. Determinazione pericolosità e parametrizzazione sismica del sito indagato .....	12
5.1 Determinazione pericolosità sismica del sito indagato .....	13
5.2 Strategia di progettazione con prestazioni dell'opera attese .....	14
5.3 Determinazione azione sismica .....	15
5.3.1. Analisi della risposta sismica locale .....	16
5.3.2 Risultati ottenuti .....	19
6. Indagini penetrometriche eseguite in sito e parametrizzazione geotecnica dei terreni .....	20
6.1 Parametrizzazione geotecnica dei terreni .....	23
7. Verifiche agli stati limite ultimi (GEO) in condizioni statiche e sismiche (tipo SLV) .....	26
7.1 Valore del carico limite fondazione-terreno e della resistenza di progetto (Rd) .....	26
7.2 Verifica dello scorrimento delle fondazioni superficiali lungo il piano di posa .....	29
8. Determinazione dei cedimenti compatibili mediante verifica agli stati limite d'esercizio in condizioni statiche e dinamiche (tipo SLD) .....	30
8.1 Metodo di Burland e Burbidge .....	30
8.2 Valutazioni geotecniche .....	32
9. Calcolo della resistenza di progetto del singolo palo .....	33
10. Stima del coefficiente di sottofondazione .....	37
11. Fronti di scavo e relativa altezza critica .....	39
12. Sintesi dei dati e conclusioni .....	41

## 1. Premessa

Su incarico della Società Costruzioni Antares S.r.l. con sede in Vicolo A. Bellani 1 in Comune di Monza (MB), è stato redatto il presente studio finalizzato alla definizione dei caratteri geotecnici e alla parametrizzazione delle caratteristiche sismiche dei terreni di fondazione dell'area sita in Via Sant'Andrea 23 in Comune di Monza ove sorgeva l'ex Cinema Maestoso.

Nella fase preliminare del lavoro si è provveduto alla raccolta della bibliografia di settore e alla consultazione cartografica degli elaborati geologici.

Al fine di verificare la fattibilità dell'intervento sotto l'aspetto geotecnico sono state effettuate n. 5 prove penetrometriche dinamiche SCPT (DPSH), che hanno consentito di verificare, limitatamente ai punti accessibili, lo stato di addensamento del terreno, di definire il modello geotecnico del sottosuolo, di accertare la presenza di eventuali livelli di saturazione e di determinare la capacità portante ammissibile, indispensabile per una successiva corretta scelta e dimensionamento delle fondazioni.

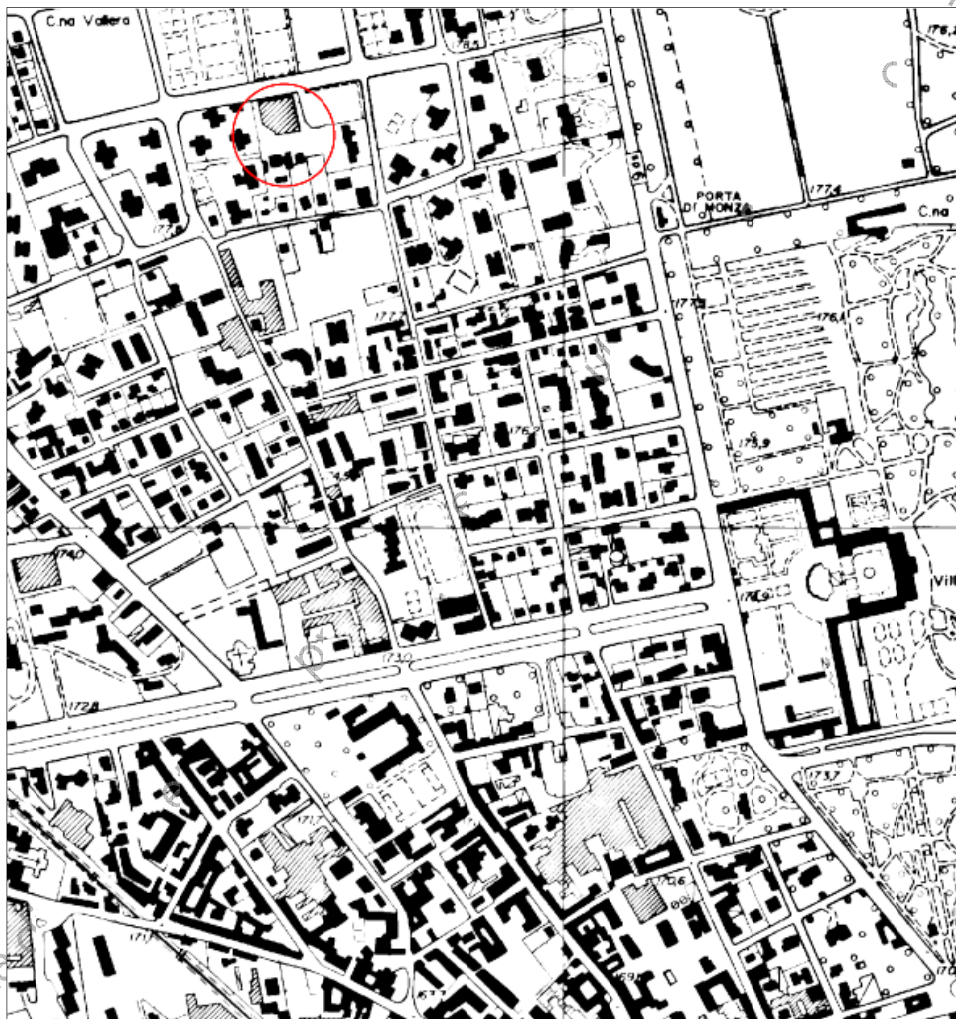
Le attività svolte risultano ottemperanti al D. M. 14.01.2008 *"Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"* il quale sostituisce tutte le precedenti normative per le opere e i sistemi geologici e geotecnici, compreso il D.M.11.03.88 *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"*.

Così come prescritto dal D. M. del 2008, nella presente indagine sono state introdotte sia le analisi delle azioni sismiche agenti sul complesso opera-terreno (i cui valori sono stati ottenuti da prove sismiche tipo MASW realizzate in terreni poco distanti dal lotto in esame al fine di classificare dal punto di vista sismico i primi 30 metri di sottosuolo dal piano fondale) sia le condizioni di sicurezza agli stati limite ultimi e d'esercizio che dovranno essere verificate dal progettista utilizzando le diverse combinazioni delle azioni di progetto descritte nel § 2.5.3 delle NTC-08, in coerenza con le resistenze di progetto e i carichi d'esercizio riportati nella presente relazione tecnica.

La ricostruzione della stratigrafia locale all'interno del volume significativo e la valutazione geotecnica e sismica del sito di indagine hanno permesso di verificare la compatibilità dell'intervento in relazione all'assetto attuale del ristretto lotto d'intervento; inoltre sono state prese in considerazione ulteriori verifiche di calcolo geotecnico in relazione a ipotesi fondazionali profonde in relazione al rinvenimento di strutture tecnicamente definite "occhi pollini".

## 2. Inquadramento geografico e geologico

L'area oggetto di studio è ubicata nel settore settentrionale del Comune di Monza, a circa 500 m a Nord Ovest della Villa Reale di Monza, a una quota di circa 178 m s.l.m., come riportato nella seguente *Figura 1* che rappresenta un estratto del Foglio B5C5 della CTR della Regione Lombardia.



*Figura 1:* Inquadramento geografico

Più in dettaglio, l'area è identificabile con la sede dell'ex Cinema Maestoso di Monza, ha forma all'incirca rettangolare con un'estensione di circa 5.800 m<sup>2</sup>; è delimitata a Nord da Via

Sant'Andrea (su cui è ubicato l'accesso all'area), a Est da un parcheggio pubblico e a Sud e Ovest da edifici a uso residenziale.

Secondo quanto riportato nella Carta di Fattibilità Geologica allegata allo Studio Geologico del Territorio Comunale di Monza l'area è inserita nella classe di fattibilità 3 "*Fattibilità con consistenti limitazioni*" mentre nella carta relativa alla sismicità l'area è individuabile nel settore caratterizzato dalla presenza di materiale alterato e presenza di occhi pollini

Dal punto di vista geologico, l'area è ubicata sulla "Alta Pianura Lombarda", caratterizzata dalla presenza di depositi fluvio-glaciali della formazione "Fluvioglaciale Wurm" e depositatesi a partire dal Pleistocene Superiore durante l'ultima fase glaciale.

Tali depositi costituiscono il cosiddetto "Livello Fondamentale della Pianura".

Nel territorio in esame, dalla più recente alla più antica, sono presenti le seguenti unità:

Alluvioni attuali: costituiscono le aree che si estendono in corrispondenza degli alvei attuali dei corsi d'acqua principali, a una quota più basse rispetto alle aree circostanti. Sono costituite prevalentemente da depositi ghiaioso-sabbiosi intercalati a livelli sabbioso-limosi e limoso-argillosi legati alle diverse fasi di esondazione; lo strato superficiale, poco alterato, è costituito da granulometria fine ed è costituito da materiale alluvionale deposto in ambiente a energia non elevata.

Sui depositi in oggetto è ubicato il sedime dell'area in esame.

Depositi fluvio-glaciali Wurmiani: costituiscono la maggior parte del territorio comunale e occupano le aree che formavano la piana fluvio-glaciale e fluviale formatasi per colmamento durante l'ultima glaciazione.

I depositi in oggetto sono caratterizzati da depositi con granulometria decrescente da Nord verso Sud: nei settori settentrionali si rinvencono sabbie e ghiaie in matrice limosa debolmente argillosa, nei settori centrali sabbie limose con ghiaia e in quelli meridionali sabbie e sabbie limose.

A tali depositi si possono sovrapporre coperture di materiali limoso-argillosi a variabile contenuto in sabbie.

Depositi del Mindel-Riss Auct. - I depositi attribuiti al Mindel e al Riss Auct. costituiscono i terrazzi fluviali identificati rispettivamente con il termine di Diluvium antico e medio che, ove affioranti, sono posti ad una quota altimetrica superiore a quella del livello fondamentale

della pianura; essi formano ripiani terrazzati contraddistinti da superfici sommitali lievemente ondulate e dalla presenza di vallecole fortemente incise.

Litologicamente i depositi rissiani sono costituiti da ghiaie e sabbie in matrice limosa con alterazione superficiale limitata ai primi 3÷5 m, di colore giallo-rossastro, mentre i depositi mindeliani sono contraddistinti da sabbie e limi in matrice argillosa, profondamente alterati, e dalla presenza in superficie di suoli molto evoluti di colore rosso, completamente argillificati e decarbonatati ("ferretto vetusol").

Conglomerati tipo Ceppo (Ceppo Auct.) - Si tratta di conglomerati e arenarie che passano frequentemente a ghiaie e sabbie in ragione dell'irregolare grado di cementazione; essi presentano una vasta diffusione nel sottosuolo dell'alta pianura milanese. Il loro rinvenimento diviene più sporadico procedendo verso Sud, tanto che, già all'altezza della città di Milano, l'unità si rinviene solo localmente in forma di livelli arenacei e conglomeratici presenti tra 70 e 100 m dal piano campagna.

Si sottolinea che secondo quanto riportato nel paragrafo 3.6 delle Norme Tecniche Geologiche del PGT del Comune di Monza, a cui si rimanda per maggiori dettagli, le zone poste nella parte settentrionale del territorio comunale, in corrispondenza delle superfici terrazzate più elevate che interessano la parte occidentale del Parco e la parte a Nord del centro storico e a Est della ferrovia Monza-Saronno sono contraddistinte dalla presenza di cavità superficiali a distribuzione causale propriamente chiamate "occhi pollini".

Sempre secondo quanto imposto nel predetto regolamento, in queste zone, è obbligatoria l'esecuzione di prove geotecniche spinte al di sotto del piano di posa delle fondazioni e interessanti lo spessore di terreno sul quale andrà ad agire il carico, fino al raggiungimento di un orizzonte di spessore sufficiente e con caratteri geotecnici adatti. Il tipo di fondazione dovrà essere valutato dal progettista solo in seguito al risultato delle prove in funzione del tipo di struttura.

### 3. Inquadramento idrogeologico

Nei suoi lineamenti fondamentali, la struttura idrogeologica dell'area è quella tipica e ben conosciuta dell'alta pianura milanese.

Le caratteristiche principali del sottosuolo evidenziano una progressiva riduzione della granulometria dei terreni sia all'aumentare della profondità sia procedendo verso Sud.

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

In generale si può affermare che nel settore della pianura milanese occupato dal comune di Monza il sottosuolo sia contraddistinto da una discreta omogeneità strutturale in quanto le principali caratteristiche litologiche e idrogeologiche si rinvengono con buona continuità areale.

Nel sottosuolo, dall'alto verso il basso, si possono individuare le seguenti unità idrogeologiche:

- *unità ghiaioso-sabbiosa* (facies fluviali dell'Olocene-Pleistocene Sup.).
- *unità sabbioso-ghiaiosa* (facies fluviali del Pleistocene Medio);
- *unità a conglomerati e arenarie* (facies fluviali del Pleistocene Inf.);
- *unità sabbioso-argillosa* (facies continentale e transizionale, Pleistocene Inf.-Villafranchiano Sup. e Medio Auct.);

Le caratteristiche strutturali delle suddette unità, sono di seguito sinteticamente descritte.

**Unità Ghiaioso-sabbiosa** (Fluviali Würm, Würm tardivo e alluvioni recenti Auct.) - L'unità in esame è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi grossolani con lenti argillose di limitato spessore ed estensione areale.

Nel settore in oggetto l'unità in esame contiene una falda libera, in comunicazione con quella del "Ceppo", unicamente in alcuni settori localizzati riferibili a strutture di "paleoalveo", risultando insatura nelle restanti aree. Per l'elevata permeabilità le aree di affioramento dei depositi fluvioglaciali würmiani assumono importanza nella ricarica degli acquiferi per infiltrazione da corsi d'acqua, canali o da precipitazioni.

L'insieme degli acquiferi contenuti in questa unità e in quella successivamente descritta, viene identificato come "acquifero tradizionale" in quanto costituisce il corpo idrico sotterraneo contenente la falda tradizionalmente sfruttata dai pozzi dell'area milanese.

**Unità Sabbioso-ghiaiosa** (Fluviali Mindel-Riss Auct.) - Nell'area di Milano questo complesso, attribuito al Pleistocene Medio, forma la parte basale dell'"acquifero tradizionale" ed è identificata sotto l'aspetto idrogeologico come "secondo acquifero".

E' costituita da una alternanza di depositi ghiaioso-sabbiosi, sabbiosi e limoso-argillosi, talora con lenti cementate conglomeratiche o arenitiche.

Nelle aree pedemontane e di alta pianura questa unità forma i terrazzi morfologicamente più elevati, caratterizzati da uno strato di alterazione superficiale (tipo vetusol nel Mindel Auct.) che lo rende scarsamente permeabile così da favorire il deflusso superficiale delle acque.

**Unità a Conglomerati e arenarie** ("Ceppo" Auct. p.p.) - Questa unità è formata da litologie prevalentemente conglomeratiche, con arenarie in subordine, passanti localmente a ghiaie e sabbie. L'unità è estesa in gran parte del settore pedemontano e nella medio-alta pianura dove si rinviene nei primi 50-100 m di sottosuolo e dove forma la roccia serbatoio del primo acquifero.

**Unità Sabbioso-argillosa** - Sempre nell'ambito del Pleistocene medio e inferiore, in seguito alla regressione marina, si formarono depositi litorali, lagunari, palustri e alluvionali che individuano un'unità idrogeologica formata in prevalenza da argille e limi di colore grigio e giallo (con frequenti alternanze nella colorazione) con torbe, che forma il substrato della falda tradizionalmente sfruttata.

A questi litotipi sono intercalate lenti più o meno estese di sabbie, ghiaie e conglomerati che formano acquiferi con falde confinate che vengono identificati con la denominazione di "acquiferi profondi".

Infine, per quanto attiene l'andamento della falda, come riportato nella "Tavola 6 - Isopiezometriche e soggiacenza" allegata al Piano di Governo del Territorio del Comune di Monza, a scala comunale è possibile osservare una direzione di flusso orientata all'incirca N-S e quote comprese tra 130 e 180 m s.l.m..



In corrispondenza dell'area di studio, i punti di controllo riportati nel PGT (Figura 2) presenti nell'introno (37 e 47) presentano una soggiacenza rispettivamente di 28.65 e 30.7 m dal piano campagna, corrispondenti a una quota piezometrica di 148.35 e 148.1 m s.l.m..



Figura 2: Stralcio carta isopiezometrica allegata al PGT

#### 4. Descrizione del progetto

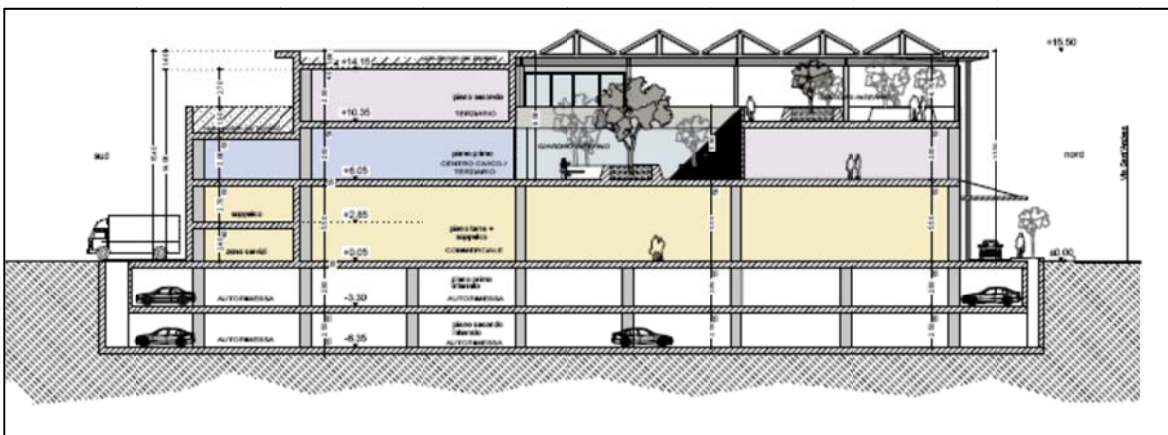
Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo complesso a uso commerciale, sviluppato su n. 2 piani interrati (a uso autorimessa) e da n. 3 piani fuori terra.

I tecnici strutturisti hanno valutato ipotesi fondazionali di tipo platea avente spessore pari a 0,70 m e con imposta della stessa a una quota di  $-9,70$  dal piano campagna attuale al fine di collegarsi alla struttura fondazionale del cinema già esistente.

Le dimensioni della platea sono assimilabili a un rettangolo di 52 m x 9 m.

In base a quanto scaturito dalle indagini, le quali hanno evidenziato materiali scadenti dal punto di vista geotecnico addirittura fino a 12-13 metri di profondità, si è ritenuto idoneo considerare una seconda ipotesi fondazionale consistente nella posa di pali ad una quota di  $-15,0$  m da p.c. attuale a partire dalla quota fondale prevista a  $-9,70$  m da piano campagna.

Nelle seguenti *Figure 3 e 4* è riportata una sezione tipo e la pianta della nuova opera in progetto.



*Figura 3.* Sezione tipo del nuovo complesso commerciale

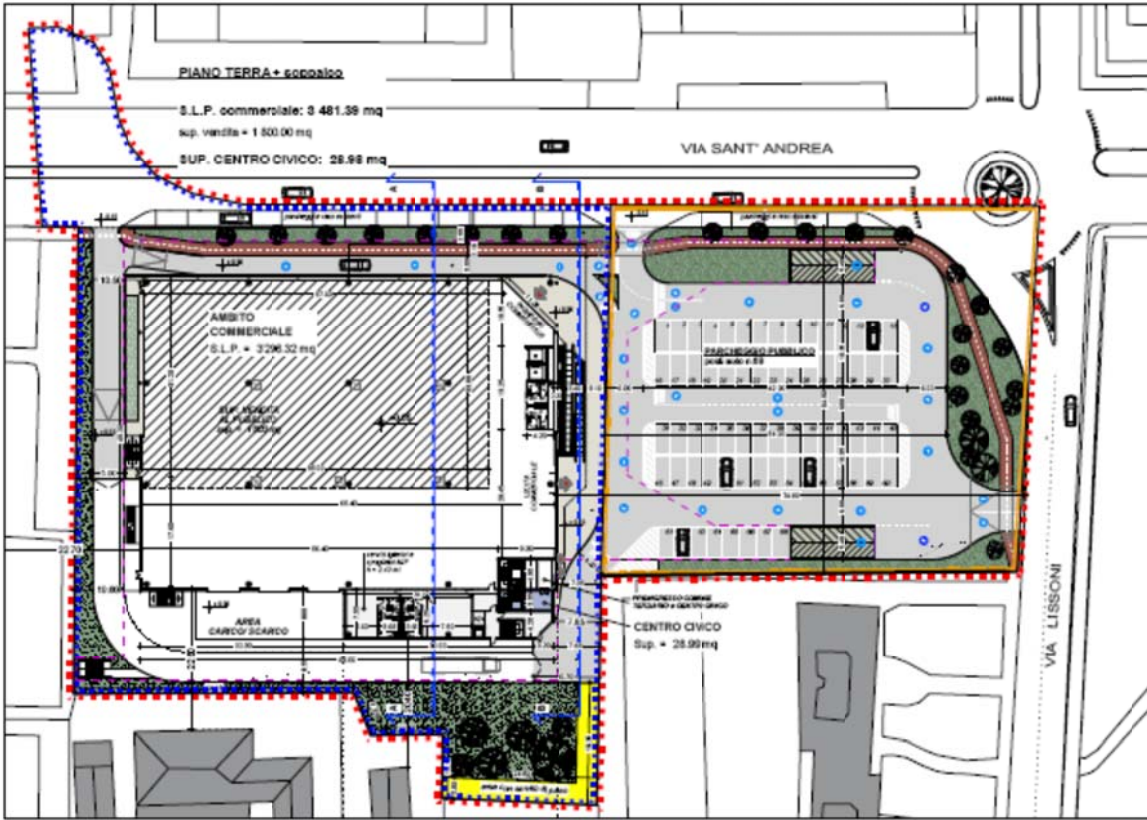


Figura 4: Pianta piano terra del nuovo complesso commerciale

## 5. Determinazione pericolosità e parametrizzazione sismica del sito indagato

La presente analisi è stata condotta secondo quanto previsto delle nuove norme tecniche per le costruzioni contenute nel D.M. 14.01.2008 (sostituenti le norme contenute nel D.M. 14.09.2005).

In base alla nuova normativa i metodi di calcolo e di verifica del sistema opere-terreni introdotti si definiscono agli stati limite e prevedono per tali verifiche diverse combinazioni delle azioni, compresa la combinazione sismica nei cui calcoli si inserisce l'azione sismica locale E, considerando la componente verticale della stessa nella definizione dell'azione di progetto e la componente orizzontale nei calcoli della resistenza di progetto.

L'analisi dal punto di vista sismico si è resa obbligatoria anche nei comuni in precedenza non classificati come sismici (N. C.), in quanto la recente classificazione sismica nazionale modificata (allegato 1 dell'O. P. C. M.20.03.03) considera l'intero territorio italiano sismico, senza più alcuna eccezione.

Nel caso in esame, il comune di Monza è inserito in zona sismica 4 a cui corrisponde il minore grado di pericolosità e i valori più bassi di accelerazione orizzontale massima su suolo tra le quattro zone sismiche individuate per l'Italia.

Lo studio si è articolato in tre diverse fasi, allo scopo finale di determinare l'azione sismica massima di progetto preventivabile per un determinato tempo di ritorno della stessa e una fissata probabilità di eccedenza, azione da inserire successivamente nei calcoli della capacità portante delle fondazioni previste in termini di effetti inerziali.

Tale azione viene ottenuta sulla base di spettri di risposta definiti mediante le seguenti tre diverse fasi:

1. individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV);
2. scelta della strategia di progettazione;
3. determinazione dell'azione di progetto.

Si sottolinea che tutte le fasi sopra riportate sono state affrontate con programma "Spettri NTC ver.1.0.2" approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e messo a disposizione dei tecnici di settore.

## 5.1 Determinazione pericolosità sismica del sito indagato

Nella prima fase la “pericolosità sismica di base” del sito di edificazione è definita in termini sia di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido di categoria di sottosuolo A (*categorie classificate nella tabella 3.2.11 del D.M.14.01.2008*) con superficie topografica orizzontale, sia in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione a essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  (*definite nella tabella 3.2.1 delle NTC-08*) nella vita di riferimento dell’opera  $V_R$ .

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

- $a_g$  accelerazione massima sul sito (espressa in g/10);
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (valore adimensionale);
- $T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (espresso in secondi).

Tali parametri sono forniti nella tabella 1 dell’allegato B delle NTC-08 per 10751 punti (nodi) del reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio italiano (a esclusione delle isole per le quali occorre consultare la tabella 2) e per 9 valori del periodo di ritorno  $T_R$ .

Tali punti sono definiti in termini di coordinate di latitudine e longitudine.

Per qualunque punto del territorio non ricadente sui nodi del reticolo di riferimento, come nel caso in esame, il valore del generico  $p(a_g, F_o, T^*_c)$  ad esso corrispondente è ricavato per interpolazione a partire dai dati relativi a prefissati  $T_R$  (periodo di ritorno dell’azione sismica espresso in anni), utilizzando il valore ottenuto dalla media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia del reticolo di riferimento contenente il punto in esame.

Ad ogni stato limite considerato corrispondono valori differenti di tali parametri.

Così come definito al § 7.1 delle NTC-08 per gli stati limite di tipo geotecnico sotto l’effetto di azioni sismiche e al § C7.1 della circolare d’istruzione relativa (“Requisiti nei confronti degli stati limite”), le verifiche di sicurezza da affrontare per costruzioni con classe d’uso III come quella in esame sono in generale:

- stati limite ultimo di tipo SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) con verifica della resistenza del sistema fondazione-terreno, della stabilità dei rilevati, dei muri di sostegno e dei fronti di scavo;
- stati limite di esercizio di tipo SLD (Stato Limite di Danno) con verifica del contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno (cedimenti).

Prendendo in considerazione lo stato limite ultimo SLV, dagli elaborati di calcolo si ottengono per il sito in esame (vedi tabelle riassuntive allegate) i seguenti valori:

- $a_g = 0,053 g$ ;
- $F_o = 2,629$ ;
- $T^*_c = 0,280 (s)$ ;
- $T_R = 475$  anni, ove  $T_R = - \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$  con  $V_R$  e  $P_{VR}$  definiti di seguito.

Con le stesse modalità, allo stato limite d'esercizio SLD si ottengono i seguenti valori:

- $a_g = 0,025 g$ ;
- $F_o = 2,548$ ;
- $T^*_c = 0,192 (s)$ ;
- $T_R = 50$  anni, ove  $T_R = - \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$  con  $V_R$  e  $P_{VR}$  definiti di seguito.

## 5.2 Strategia di progettazione con prestazioni dell'opera attese

Nella seconda fase, a partire dai coefficienti che definiscono il tipo di opera e la classe d'uso della costruzione, si valutano alcuni parametri fondamentali (*vedasi capitolo 2 NTC-08*) che brevemente riassumiamo, alcuni dei quali già menzionati sopra.

- **$V_N$  => vita nominale dell'opera** in base al tipo di costruzione *"intesa come il numero di anni nel quale la struttura deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata"*;
- **Classe d'uso** della costruzione in presenza di azioni sismiche;

- $V_R \Rightarrow$  **Periodo di riferimento per l'azione sismica**, " che si ricava per ciascun tipo di costruzione moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ ", ove  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, in base alla tabella seguente.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_U$	0.7	1	1.5	2

Considerando per periodi  $\leq 35$  anni un  $V_R$  minimo pari a 35 anni

- $P_{VR} \geq$  **Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $VR$** , che si ricava in valore percentuale per ciascuno Stato Limite considerato.

Considerando la previsione progettuale a destinazione residenziale sono stati attribuiti i seguenti valori riferiti alle tabelle relative inserite nel D.M.14.01.2008:

- $V_N \geq 50$  ANNI (tipo di costruzione 2  $\Rightarrow$  tabella 2.4.1);
- **Classe d'uso II** : Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali;
- **Coefficiente d'uso  $C_U$**  riferibile a classe II: 1;
- $V_R = 50$  ANNI;
- $P_{VR} = 63\%$  per stato limite di esercizio (SLD);
- $P_{VR} = 10\%$  per stato limite ultimo (SLV).

### 5.3 Determinazione azione sismica

La terza fase permette infine di ottenere il valore di progetto dell'azione sismica (definita al § 3.2.3) preventivabile sul sito in esame con prefissati  $T_R$  e  $P_{VR}$ . Tale azione è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y e da una verticale Z, da considerare tra loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte mediante l'accelerazione massima attesa in superficie o accelerazione massima e relativi spettri di risposta attesi in superficie. Le due componenti orizzontali ortogonali tra loro sono caratterizzate dal medesimo spettro di risposta.

Tale spettro in accelerazione è utilizzato per strutture con periodo fondamentale  $\leq 4.0$  s ed è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) moltiplicata per il valore della accelerazione massima orizzontale  $a_g$ , ottenuto in precedenza su sito di riferimento rigido orizzontale: sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  si differenziano al variare della probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) nel periodo di riferimento  $T_R$ .

Generalmente per le opere e i sistemi geotecnici risulta trascurabile la componente sismica verticale a eccezione di alcuni casi elencati nel § 7.2.1 delle NTC, in cui il sito d'intervento è ubicato in zona sismica 1 o 2. Tuttavia nelle verifiche successive, prendendo in considerazione l'azione derivante dalla combinazione sismica (combinazione 2.5.5 definita al § 2.5.3 delle NTC-08) e ai fini di una verifica ancor più cautelativa di tale combinazione, il tecnico strutturista può eventualmente considerare anche l'azione sismica E determinata dalla seguente equazione:

$$E = K_{vi} \times (G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj})$$

Si tratta in sintesi di una combinazione quasi permanente aumentata della componente verticale del sisma, componente che si ottiene dallo spettro di progetto SLV per le verifiche agli SLU in condizioni sismiche e dallo spettro di progetto SLD per le verifiche agli SLE in condizioni sismiche.

Da tali spettri si ottengono i seguenti valori di  $K_{vi}$ :

- spettro di progetto SLV,  $K_{vi} = 0,029$
- spettro di progetto SLD,  $K_{vi} = 0,009$

### 5.3.1. Analisi della risposta sismica locale

Al fine di rendere più puntuale l'analisi effettuata, è necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale che si basa sui seguenti parametri:

- categoria di sottosuolo presente (*ottenuta dalla tabella 3.2.II delle NTC-08 in base a valori di  $N_{spt,30}$  o  $V_{s,30}$* );
- coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  (*ottenuto dalla tabella 3.2.IV delle NTC-08*);
- coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  (*ottenuto dalla tabella 3.2.V delle NTC-08 in base a categoria di sottosuolo presente*).



Allo scopo di attribuire i valori ai parametri sopra descritti, secondo quanto previsto dalla normativa vigente, si è proceduto a:

- realizzare un'indagine penetrometrica ai fini di una ricostruzione superficiale del terreno influenzato dalla costruzione del manufatto,
- calcolare i valori medi di  $N_{spt}$  degli strati attraversati durante le indagini di cui al punto precedente,
- analisi di prove sismiche MASW fornite al tecnico scrivente dalla Committenza e realizzate a una distanza di poche centinaia di metri dal lotto in esame.

Mediante l'indagine penetrometrica sono state verificati i primi 14 metri circa di profondità che hanno evidenziato una situazione abbastanza omogenea dell'area investigata, ad eccezione di alcuni punti di indagine che hanno permesso di ipotizzare la presenza di strutture polliniche con numero di colpi particolarmente basso (prove n.1 e n.4).

Da tali dati è stato comunque possibile definire un range medio di valori di  $N_{spt}$  (quindi valori alla punta già corretti da un idoneo fattore correttivo) inferiore a 15 colpi e pressoché costante per i primi 10-12 metri circa da piano campagna (solo prova n.5 leggermente migliore con locali lenti aventi numero di colpi  $N_{spt}$  compreso tra 15 e 50), passanti al di sotto ad intervalli di valori mediamente compresi tra 15 e 50 colpi, circa tra -11 metri e -14 metri di profondità. Inferiormente a tali quote sono stati intercettati orizzonti con  $N_{spt} > 100$  colpi che hanno determinato l'immediato rifiuto alla penetrazione dello strumento. Pertanto dalle penetrometrie realizzate risulta prevalente una categoria di sottosuolo prevalente di tipo D fino 12-14 metri di profondità dal p.c. attuale.

A completamento di tali dati, per gli orizzonti individuabili tra la quota fondale di -9,70 e la quota di -39,00 m da p.c., sono state consultate due prove sismiche MASW fornite dalla stessa Committenza e realizzate su un cantiere distante non più di 500 metri dall'area oggetto di studio.

Le prove hanno evidenziato una categoria sismica di tipo C per i primi 10 metri circa di sottosuolo, una categoria B fino 24 m circa di profondità e una categoria A oltre tale quota fino alla massima profondità investigata pari a circa -39 metri da p.c..

Il valore medio di velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  è risultato pari a 470m/s a identificare una categoria di sottosuolo di tipo B.

Pertanto dalla correlazione delle due analisi, penetrometrica più superficiale e sismica profonda, si ritiene idoneo e cautelativo (anche per l'eventuale presenza di strutture

polliniche profonde) considerare il terreno dal punto di vista sismico come sottosuolo di **categoria D**, ovvero “*depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, da valori  $V_{s30}$  inferiori a 180 m/s, ovvero  $N_{spt,30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} < 70$  kPa nei terreni a grana fina*”.

Di seguito si esaminano inoltre le condizioni topografiche che possono determinare un’amplificazione sismica dell’evento in base alle categorie topografiche definite nelle norme (coefficiente  $S_T$ ).

Si osserva che queste categorie devono essere considerate nella definizione dell’azione sismica se di altezza maggiore di 30 metri. Essendo il lotto posizionato in un’area subpianeggiante che presenta solo locali ondulazioni decimetriche, il sito è stato classificato nella **categoria T1** “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $\leq 15^\circ$* ”, a cui corrisponde un valore del coefficiente  $S_T$  pari a 1,0.

Un secondo fattore locale di amplificazione da verificare è  $S_s$ , ovvero il fattore di amplificazione stratigrafica. Tale fattore è correlato al tipo di sottosuolo presente e nel caso in esame si ottiene  $S_s=1,80$  (cat. sottosuolo D,  $0,9 \leq 2.4 - 1.5 (F_o \times a_g/g) \leq 1.8$ ).

Ulteriori parametri di input per ottenere gli spettri di progetto agli stati limite sono i fattori di struttura  $q$  legati alla geometria ed alle caratteristiche della struttura e utilizzati per ciascuna direzione dell’azione sismica, definiti dalla seguente relazione:

$$q = q_0 * K_R$$

ove  $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende da una serie di parametri combinati tra loro (duttilità, tipologia strutturale, zone plastiche), mentre  $K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalla regolarità in altezza delle costruzioni e varia tra 0.8 ed 1.

Nel caso in esame si è ipotizzato cautelativamente un fattore di struttura orizzontale  $q$  adimensionale puramente indicativo pari a un valore di 2.15, mentre per la componente verticale dell’azione sismica il fattore di struttura verticale  $q$  è sempre pari ad 1.5, ad eccezione che nello studio dei ponti.

### 5.3.2 Risultati ottenuti

Ottenuti i parametri necessari per l'analisi di risposta sismica locale, è possibile definire l'accelerazione massima di progetto attesa al suolo  $A_{max}$  mediante la seguente relazione:

$$A_{max} = S \times a_g = (1.8 \times 1.0) \times 0.053 \text{ g} = \mathbf{0.096 \text{ g}}$$

ove  $S = S_s \times S_t$ .

Tale valore di  $A_{max}$  è introdotto successivamente nel calcolo della capacità portante  $Q_{lim}$ , in termini di effetti inerziali dovuti al sisma, utilizzando i seguenti fattori correttivi:

$$z_\gamma = Z_q = (1 - a_{max}/tg)^{0.35}$$

$$Z_c = 1 - 0,32 a_{max}$$

La circolare d'istruzione (n.617/2009) per l'applicazione delle nuove norme NTC-08 suggerisce però di applicare la correzione, con le formule sopra indicate, solo al fattore  $z$ , ponendo quindi  $Z_q = Z_c = 1$ .

## 6. Indagini penetrometriche eseguite in sito e parametrizzazione geotecnica dei terreni

E' stata realizzata una campagna di indagini in sito consistente nell'esecuzione di n. 5 prove penetrometriche dinamiche, con profondità utile massima raggiunta di -14.40 m dal p.c. attuale, al fine di investigare il terreno interessato dalle opere fondali, verificandone la litologia e il grado di addensamento. Da tali prove è stato possibile attribuire i parametri geotecnici fondamentali per calcolare la capacità portante e i cedimenti del terreno in esame.

Le prove sono state realizzate mediante il penetrometro superpesante cingolato (DPSH) modello TG63-100, che presenta le caratteristiche riportate nella seguente *Tabella 1*:

Punta conica	Apertura 5.1 cm conicità 60°
Peso del maglio	63.5 kg
Altezza di caduta	75 cm
Diametro aste	3.2 cm
Lunghezza aste	90 cm

**Tabella 1:** caratteristiche tecniche penetrometro

La prova viene eseguita computando il numero dei colpi ( $N_{scpi}$ ) necessario per ottenere l'infissione della punta conica per tratti successivi di 30 cm ciascuno.

Di seguito si riporta il riepilogo dei dati relativi alle prove penetrometriche effettuate e una sintetica ricostruzione stratigrafica desunta dalla correlazione dei punti di indagine; in *Allegato 1* sono invece proposti i tabulati penetrometrici e i relativi grafici istogrammetrici, nonché la sezione stratigrafico-geotecnica.

Si nota che sono stati rinvenuti materiali fortemente addensati in tutte le prove effettuate a profondità comprese tra -11.0 (P5) e -14.0 m (P2) circa da p.c., mentre non è stato intercettato alcun livello idrico superficiale riconducibile ad una falda superficiale vera e propria, come peraltro previsto in base ai dati in possesso.

### Prova P1

Strato	Profondità m dal p.c.	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>30</sub> )
1	0÷0.60	0.60	23
2	0.60÷5.10	4.90	7
3	5.10÷7.20	2.10	4
4	7.20÷13.20	6.00	2
5	13.20÷13.50	0.30	42
6	13.50÷13.80	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P2

Strato	Profondità m dal p.c.	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>30</sub> )
1	0÷0.90	0.90	21
2	0.90÷4.80	3.90	6
3	4.80÷7.20	2.40	2
4	7.20÷10.20	3.00	7
5	10.20÷13.50	3.30	3
6	13.50÷14.10	0.60	35
7	14.10÷14.40	0.30	>100 (rifiuto)

### Prova P3

Strato	Profondità m dal p.c.	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>30</sub> )
1	0÷0.60	0.60	19
2	0.60÷5.10	4.50	6
3	5.10÷6.00	0.90	10
4	6.00÷12.00	6.00	4
5	12.00÷12.30	0.30	42
6	12.30÷12.60	0.30	>100 (rifiuto)

#### Prova P4

Strato	Profondità m dal p.c.	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>30</sub> )
1	0÷0.60	0.60	25
2	0.60÷3.00	2.40	5
3	3.00÷7.80	4.80	2
4	7.80÷11.70	3.90	1
5	11.70÷12.00	0.30	36
6	12.00÷12.30	0.30	>100 (rifiuto)

#### Prova P5

Strato	Profondità m dal p.c.	Spessore (m)	n.colpi medio (N <sub>30</sub> )
1	0÷0.60	0.60	34
2	0.60÷4.20	3.60	5
3	4.20÷6.00	1.80	26
4	6.00÷9.90	3.90	6
5	9.90÷10.50	0.60	14
6	10.50÷10.80	0.30	49
7	10.80÷11.10	0.30	>100 (rifiuto)

In generale le prove risultano abbastanza omogenee, le uniche variazioni riguardano la presenza di lenti di materiale mediamente addensato a profondità comprese tra -5.0 m e -10 m nelle prove n. 2 e n. 5, lenti costituite da spessori variabili da 2 a 3 metri circa; ulteriore differenziazione è rappresentata dall'ipotesi di rinvenimento di strutture polliniche in corrispondenza delle prove n.1 e n.4 a profondità variabili tra -7.0 e -12.0 metri da p.c. ove le aste sono scese senza battitura del maglio e si sono ottenuti valori di un colpo N<sub>30</sub>.

Nel dettaglio le prove sono caratterizzate al di sotto dell'orizzonte antropico di riporto compatto (primi 60/90 cm superficiali) da strati per lo più poco addensati caratterizzati da misto di sabbie e limi con ciottoli (numero di colpi medio N<sub>30</sub> compreso tra 5 e 7 colpi), comprendenti prevalenza di componente matriciale, per lo più limosa ed a mediocri caratteristiche geotecniche, strati che si rinvengono fino a profondità mediamente comprese tra -4.0 m e -5.0 m da piano campagna.

Inferiormente si riscontra in generale un'evidente diminuzione del numero di colpi N<sub>30</sub> che risulta mediamente compreso tra 1 e 4 (unica eccezione evidente P5 con 6 colpi N<sub>30</sub>)

nell'intervallo di profondità circa compreso tra -5.0 m e 12.00/-13.00 m. Oltre tale quota si rinvennero dapprima livelli addensati di materiali medio-grossolani, quindi al di sotto orizzonti cementati, fortemente addensati, nei tratti di fondo indagine compresi mediamente tra -12.00 m e -14.00 m da p.c., costituiti in prevalenza da ghiaie e ciottoli compatti se non addirittura da orizzonti conglomeratici definibili con il termine di "Ceppo".

L'ubicazione delle prove è riportata nelle seguente *Figura 5*.



*Figura 5*: Ubicazione punti d'indagine

### 6.1 Parametrazione geotecnica dei terreni

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche eseguite è stato dunque possibile ricostruire l'andamento del profilo verticale attraversato.

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica e i principali parametri geotecnici da ricavare fanno riferimento alle prove SPT (Standard Penetration Test), occorre applicare una correzione ai risultati ottenuti dal numero di colpi  $N_{30}$ ; in relazione allo strumento impiegato e alla diversità

esistente tra i due tipi di prova si è ritenuto idoneo utilizzare il seguente coefficiente correttivo:

$$N_{spt} = 1.3 N_{30}$$

In base al numero di colpi ottenuto in sito è stato possibile ricavare i valori medi di  $N_{spt}$  di ogni singolo livello e successivamente attribuire le caratteristiche geotecniche agli strati fondali (ricavate dai grafici di correlazione allegati  $N_{spt} - Dr\%$ , rif. Terzaghi-Peck - e  $N_{spt} - \phi'$ , Meyerhoff).

Si specifica che per il calcolo della capacità portante delle fondazioni il valore di angolo d'attrito considerato è il valore di picco mentre è stato cautelativamente trascurato il contributo della coesione del terreno fondale.

Tra le cinque prove penetrometriche effettuate le prove più cautelativa per gli orizzonti di fondazione, ipotizzati a -9.70 m da p.c., sono rappresentate dalle prove P1 (spessore consistente di materiale scadente sottofondazione) e P4 (più basso numero di colpi  $N_{30}$  anche se per uno spessore inferiore rispetto a P1).

Da simulazioni di carattere geotecnico, considerando i parametri geotecnici delle due prove, si è individuata nella prova P1 la prova più cautelativa per l'insieme opera-terreno e che determina i carichi d'esercizio inferiori.

In base a tale prova, lo strato interessato dalle potenziali deformazioni indotte dai carichi strutturali, il cui spessore è pari all'altezza delle potenziali superfici di rottura, si presenta caratterizzato dai valori riportati nella tabella seguente, considerando la profondità sotto fondazione significativa  $Z_i = B^{0.7}$  (in quanto colpi costanti/crescenti in profondità).

Pertanto considerando la platea di larghezza pari a 9.0 m e impostata a -9.70 m da p.c. si ottiene  $Z_i$  pari a circa 4,65 m sotto fondazione (quindi fino a una quota interessata di -14.35 m circa da p.c. attuale).



Strato	Profondità (m)	Larghezza fondazione (m)/ Zi sotto fondazione (m)	Dr% (densità relativa)	$\phi$ (angolo d'attrito)	$\gamma$ (peso di volume)	Numero colpi medio (Nspt)
1	0.00÷0.60	9.0/ 4.65	65	34°	1.8 t/m <sup>3</sup>	23 x 1.3 ≈ 30
2	0.60÷5.10		33	29°	1.75 t/ m <sup>3</sup>	7 x 1.3 ≈ 9
3	5.10÷7.20		24	27°	1.7 t/ m <sup>3</sup>	4 x 1.3 ≈ 5
4	7.20÷13.20		15	25°	1.7 t/ m <sup>3</sup>	2 x 1.3 ≈ 3
5	13.20÷13.50		86	37°	1.9 t/ m <sup>3</sup>	42 x 1.3 ≈ 54
6	13.50÷13.80		>90	>37°	1.9 t/ m <sup>3</sup>	Rifiuto (>100)

I valori dell'angolo d'attrito e del peso di volume appena individuati sono stati assunti come valori caratteristici, ove con il termine caratteristico si intende una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite considerato per quanto riguarda le fondazioni superficiali.

## 7. Verifiche agli stati limite ultimi (GEO) in condizioni statiche e sismiche (tipo SLV)

### 7.1 Valore del carico limite fondazione-terreno e della resistenza di progetto (Rd)

Si può ottenere il valore di carico limite (§ 6.4.2.1 NTC-08) che il terreno può sostenere senza che si producano rotture attraverso una serie di formule sviluppate nel tempo da diversi Autori.

Per gli scopi della presente indagine si è scelto di utilizzare la formula di Brinch-Hansen per fondazioni superficiali, che rappresenta una rielaborazione del lavoro di Meyerhoff a cui sono stati aggiunti nuovi fattori, che tengono conto di un'eventuale inclinazione della fondazione rispetto l'orizzontale e di un terreno posto su pendio.

Oltre ad ottenere il valore di carico limite in condizioni statiche (come già previsto dalle normative precedenti, ovvero in assenza dei fattori correttivi Z), nell'equazione di calcolo sono stati inoltre considerati gli effetti cinematici dovuti a un sisma (condizioni sismiche) con accelerazione massima al suolo ( $a_{max}$  di progetto) pari a 0.096 g, preventivabile per un tempo di ritorno  $T_R$  (nel caso in esame pari a 475 anni) e determinato in relazione ai parametri  $V_R$  (vita di riferimento della costruzione pari in questo caso a 50 anni) e  $P_{VR}$  (per verifiche SLV pari al 10%).

Da tale accelerazione e dalla tabella 7.11.I (ove viene indicato il coefficiente di riduzione  $\beta_s$  da applicare alla  $A_{max}$  ottenuta in base alla categoria di sottosuolo presente, con  $a_g \leq 0,1$  come nel caso in esame il coefficiente è pari a 0,2 per qualsiasi categoria di sottosuolo) si ottiene il coefficiente sismico orizzontale del terreno  $K_{hk}$ :

$$K_{hk} = \beta_s \times (a_{max}/g) = 0.20 \times (0.096g/g) \approx 0.020$$

Tale fattore viene utilizzato nella determinazione dei fattori correttivi Z ( $z_\gamma = z_q = (1 - K_{hk}/\tan\phi)^{0.35}$ ;  $Z_c = 1 - 0.32 K_{hk}$  - Paolucci & Pecker), i quali sono inseriti nell'equazione seguente di Brinch-Hansen, determinando i suddetti effetti dovuti al sisma.

Tuttavia nella circolare n. 617/2009 di istruzioni per l'applicazione delle nuove norme NTC-08 si suggerisce di applicare la correzione, con le formule sopra indicate, solo al fattore  $Z_\gamma$ , ponendo quindi  $Z_q = Z_c = 1$ .

L'introduzione di tali fattori sismici incide anche sui fattori correttivi  $l_c$ ,  $l_q$  e  $l_\gamma$  legati all'inclinazione del carico (in questo caso pari a 6.3°), considerato quindi non più verticale, e

in minor misura sui fattori di forma  $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$  che assumono valori leggermente differenti in presenza di carichi inclinati.

$Q_{lim} = c N_c z_c s_c d_c i_c b_c g_c + s_q \gamma D N_q z_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B N_\gamma z_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$  (per  $\Phi > 0$ )

Dove:

$c$  = coesione del terreno

$\gamma$  = peso di volume del terreno

$B$  = larghezza fondazione (dimensione lato corto)

$D$  = profondità di posa delle fondazioni

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  = fattori adimensionali di portanza

$s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione

$i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$  = fattori correttivi per carichi inclinati

$d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$  = fattori correttivi per l'approfondimento

$b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$  = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione

$g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$  = fattori correttivi per fondazioni su pendio

$z_c$ ,  $z_q$  e  $z_\gamma$  = fattori correttivi per l'inerzia del terreno in condizioni sismiche

Sono stati ottenuti per la fondazione due valori di carico, uno riferito a condizioni statiche della struttura, il secondo a condizioni sismiche/dinamiche.

Come già espresso nel capitolo precedente, nei calcoli si è valutato un terreno fondale plurimetrico che presenta caratteristiche geotecniche scadenti.

A tale terreno è stato attribuito un angolo d'attrito caratteristico (come consultabile nel capitolo precedente) di  $25^\circ$ , assunto come valore di progetto nell'approccio progettuale utilizzato e di seguito descritto.

Al fine di rimanere nelle condizioni più cautelative, si ribadisce che si è considerata nulla la coesione del materiale fondale.

In base al D.M.14.01.2008 –capitolo 6-, al fine di effettuare le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico (verifiche agli stati limite ultimi SLU) richieste per opere di fondazioni superficiali, il tecnico deve scegliere l'approccio progettuale di verifica più idoneo (vedasi § 6.2.3.1) tra l'approccio 1 (combinazione 2) e l'approccio 2 (un'unica combinazione).

Considerando più idoneo per il caso in esame utilizzare l'approccio 2 (A1+M1+R3), al suddetto valore di carico limite deve essere applicato un coefficiente di riduzione parziale  $\gamma_R$ , che per la capacità portante (utilizzando valori R3 della tabella 6.4.1 delle NTC-08) è pari a 2.3 (in pratica tale coefficiente corrisponde al fattore di sicurezza globale  $F_s$  applicato nel D.M.11.03.88, il cui valore minimo di utilizzo è però sempre pari a 3), mentre per quanto riguarda i coefficienti di riduzione dei parametri del terreno tale approccio considera i coefficienti della colonna M1, quindi pari a 1, ovvero i parametri caratteristici ( $X_m$ ) considerati rimangono invariati con l'approccio 2 e possono essere utilizzati come valori di progetto ( $X_d$ ).

I calcoli eseguiti hanno determinato i seguenti valori di carico limite e di resistenza di progetto (pari a carico limite/2,3) in relazione alle differenti condizioni dell'insieme opera-terreno, statiche e sismiche.

Tipo fondazione	Altezza fondazione (m)	Prof. di imposta fondale da p.c. (m)	Lunghezza L (m)	Larghezza B di fondazione (m)	Carico Limite (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )
Platea (SLU condizioni statiche)	0.70	9.70	52	9	28.25	<b>12.28</b>
Platea (condizioni sismiche-SLV)	0.70	9.70	52	9	20.40	<b>8.87</b>

I valori di resistenza Rd ottenuti dovranno essere verificati agli stati limite ultimi SLU considerando le azioni di progetto Ed ottenute rispettivamente dalla combinazione fondamentale SLU (2.5.1 NTC-08) e dalla combinazione sismica SLU (2.5.5 NTC-08) connessa all'azione sismica.

## 7.2 Verifica dello scorrimento delle fondazioni superficiali lungo il piano di posa

Un'altra verifica agli stati limite ultimi riguardante le fondazioni superficiali concerne il collasso per scorrimento della fondazione lungo il piano di posa.

Tale verifica deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$R_d = (N_{sd} \tan \phi_d) / \gamma_R > V_{sd}$$

Dove:

$R_d$  = valore della forza parallela al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite del terreno;

$V_{sd}$  = componente massima orizzontale del carico;

$N_{sd}$  = azione verticale massima di progetto;

$\phi_d$  = valore di progetto (uguale al valore caratteristico) dell'angolo d'attrito, nel caso in esame pari a  $31^\circ$  in corrispondenza dello strato appena sottostante alla fondazione;

$\gamma_R$  = coefficiente di riduzione parziale della colonna R3 pari per a 1.1

È compito degli strutturisti verificare la precedente disuguaglianza in funzione del valore massimo delle azioni di progetto  $N_{sd}$  e  $V_{sd}$  da loro calcolati.

Si rammenta inoltre che la verifica a liquefazione in condizioni sismiche è omessa dagli scriventi secondo quanto indicato nel § 7.11.3.4.2, in quanto sul sito d'intervento si manifesta sicuramente almeno la circostanza n. 2 ivi espressa, ovvero accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0,1 g.

## 8. Determinazione dei cedimenti compatibili mediante verifica agli stati limite d'esercizio in condizioni statiche e dinamiche (tipo SLD)

### 8.1 Metodo di Burland e Burbidge

Tale metodo permette di calcolare il cedimento immediato e secondario di una fondazione, considerando lo spessore  $Z_i$  della zona d'influenza all'interno della quale avvengono le deformazioni significative. Tale spessore è stato dedotto dagli autori predisponendo un'adeguata strumentazione su diversi casi reali per rilevare l'andamento dei cedimenti con la profondità, ottenendo successivamente il seguente legame con la larghezza  $B$  della fondazione:

Nel caso di numero di colpi  $N_{spt}$  crescente o costante:

$$Z_i = B^{0.7}$$

Nel caso di numero di colpi  $N_{spt}$  decrescente:

$$Z_i = 2B$$

L'equazione finale del metodo ha pertanto la seguente espressione:

$$Stot = Fs Fh Ft [Pf (B^{0.7}) (lc / 3) + (Q - Pf) (B^{0.7}) lc]$$

Dove:

$Stot$  = cedimento totale in mm

$$Ft = 1 + R3 + R0 \times \text{Log}(T / 3);$$

$R3 = 0.3$  e  $R0 = 0.2$  per carichi statici,

$R3 = 0.7$  e  $R0 = 0.8$  per carichi dinamici,

$T$  = anni di calcolo del cedimento secondario (maggiore di 3);

$$Fs = [1.25 \times (L / B) / (L / B + .25)]^2;$$

$lc$  = fattore che tiene conto della probabilità che il cedimento reale superi quello calcolato, viene calcolato come segue:

$$lc_{50} = 1.706 / (N_{spt})^{1.4} \text{ (probabilità del 50\% che il cedimento reale non superi quello calcolato) con } N_{spt} = \text{numero di colpi medio dello strato};$$

$lc2 = 5.47 / (Nspt)^{1.4}$  (probabilità del 2% che il cedimento reale non superi quello calcolato);

Pf = pressione efficace al piano di posa della fondazione;

Q = carico applicato alla fondazione;

B = lato corto della fondazione.

Fh = fattore che tiene conto dello spessore dello strato maggiormente compressibile (Sp); è dato da:

$Fh = 1$  se  $Sp \geq Z_i$ ;

$Fh = (Sp / Z_i) \times (2 - (Sp / Z_i))$  se  $Sp < Z_i$  con

$Z_i$  = altezza cuneo efficace =  $B^{0.7}$  (numero colpi Nspt crescente)

I valori delle resistenze di progetto ottenuti in precedenza devono essere successivamente verificati in modo tale che i cedimenti assoluti non superino i limiti accettabili per la funzionalità della struttura in esame, ovvero siano verificati agli stati limite d'esercizio SLE statici e in condizioni sismiche (tipo SLD).

In base al D. M. 14.01.08 è infatti necessario stabilire la massima azione di progetto che causa il cedimento critico pari alla soglia massima tollerabile per l'edificio, ovvero è necessario accertare che  $Ed < Cd$ , cioè il cedimento massimo ammissibile  $Sc$  che avviene con carico  $Cd$  deve essere maggiore del cedimento  $Sd$  con carico di progetto considerato  $Ed$ .

Generalmente per gli edifici e le strutture di uso più comune si impone nei calcoli un valore limite al cedimento totale pari a 25 mm per le sabbie e a 40 mm per le argille in modo tale da evitare cedimenti differenziali di elevata entità. Allo scopo di valutare sempre le condizioni peggiori e più cautelative, si considererà il valore limite massimo di progetto ( $Sc$ ) di 25 mm per il cedimento assoluto.

Nei calcoli lo spessore d'influenza dei carichi sul terreno è stato posto pari a 4.65 m sotto fondazione a partire dalla quota fondale per la platea, mentre il valore di Nspt del terreno fondale è stato posto pari a 3 colpi (valore desunto dalla prova più cautelativa: P1).

Il calcolo dei cedimenti effettuato con il metodo di Burland e Burbidge, in precedenza descritto, ha evidenziato che le resistenze di progetto  $Rd$  appena ottenute (Cfr. paragrafo § 7.1) per gli stati limite ultimi non sono compatibili con la natura dell'opera e del terreno esaminato, ovvero non verificano gli stati limite d'esercizio.

Pertanto si è proceduto a diminuire le resistenze calcolate fino ad ottenere cedimenti del terreno inferiori al suddetto valore di 25 mm.

Dai nuovi calcoli effettuati è emerso che i valori di carico massimo di progetto ( $Cd$ ) utilizzabili per il terreno di fondazione e per l'opera fondale sopra descritta, e che

determinano cedimenti compatibili verificando lo stato limite d'esercizio, sono quelli riassunti nella tabella seguente (con valori dei cedimenti secondari calcolati in eccesso o difetto per parti di millimetro come da riscontro nelle tabelle allegate dei calcoli dei cedimenti).

Tipo fondazione	Carico (Cd) stato limite d'esercizio (Kg/ cm <sup>2</sup> )	Cedimenti immediati (mm)	Cedimenti secondari (mm)	Cedimenti complessivi (mm)
Platea (SLE-condizioni statiche)	0.15	13.2	11.4	24.6
Platea (condizioni sismiche-SLD)	0.15	Cedimenti indotti dal sistema		9.3

Tali valori di carico critico Cd, considerando un valore limite di cedimento Sc di 25 mm, verificano gli stati limite d'esercizio SLE considerati statici e dinamici (SLD) se si ottengono azioni  $E_d \leq C_d$  (riportati nella tabella sopra), con azioni Ed ottenute rispettivamente dalle combinazioni SLE frequente e quasi permanente (SLE statici) e combinazione sismica agli SLE dinamici (tipo SLD).

Tutte le schede di calcolo sono riportate in *Allegato 2*.

## 8.2 Valutazioni geotecniche

Le prove effettuate e i relativi calcoli eseguiti hanno determinato valori estremamente bassi dei carichi sopportabili in fondazione, suggerendo in virtù della mediocrità dei terreni superficiali, di considerare un'ulteriore ipotesi fondazionale, ovvero la posa di fondazioni indirette profonde a palificata, costituite da pali di ancoraggio ai terreni più profondi (da addensati a fortemente addensati ed idonei a sopportare i carichi della struttura) collegati ad una piastra fondale.

Tali pali di fondazione sono in grado di trasferire il carico, applicato alla loro sommità, agli strati di terreno più profondi e più resistenti.



## 9. Calcolo della resistenza di progetto del singolo palo

La capacità portante di un palo è funzione di numerosi fattori, in particolare della resistenza a compressione del materiale di cui è costituito il palo, delle caratteristiche del terreno circostante, del metodo di installazione e dell'interazione palo-terreno.

Il valore della capacità portante di un palo è pari alla somma dei contributi offerti dalla portata di punta e dalla portata laterale dovuta all'interazione palo-terreno e può essere calcolato tramite formule statiche, dinamiche, prove penetrometriche e prove di carico in sito.

Il presente calcolo è stato effettuato al fine di ottenere dei valori indicativi della capacità portante del singolo palo, valori che dovranno essere verificati sia dal tecnico strutturista che dai tecnici dell'impresa esecutrice delle opere. Inoltre durante la fase di perforazione si dovranno accertare le condizioni stratigrafiche ipotizzate in base alle prove penetrometriche eseguite.

Per la presente indagine si sono considerati pali trivellati ed è stata utilizzata una formula statica valida in generale anche per pali infissi.

Nell'applicare la formula si è tenuto presente il disturbo indotto negli strati stessi dall'asportazione del terreno, introducendo una correzione del valore dell'angolo d'attrito del terreno come segue:

$$\phi' = \phi - 3^\circ$$

ove  $\phi'$  = angolo d'attrito del terreno dopo la posa del palo

$\phi$  = angolo d'attrito del terreno prima della messa in opera del palo

### Portata laterale

Secondo la formalistica di Terzaghi e Burland l'espressione che determina la  $Q_{lat}$  di un palo può essere indicata come segue:

$$Q_{lat} = A_{lat} \times P_{ef} \times K \times \tan \delta;$$

Con:

Alat = area laterale del palo;

Pef = pressione efficace verticale del terreno data da  $L_{palo} \gamma$ , considerando l'apporto di ogni singolo strato a differente valore di peso di volume;

$L_{palo}$  = lunghezza del palo;

$D_{palo}$  = diametro o lato medio del palo;

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

K (coefficiente di spinta a riposo per pali/micropali trivellati) =  $1 - \sin \varphi'$  ;

$\varphi'$  = angolo d'attrito terreno dopo messa in opera del palo;

$\delta$  = angolo d'attrito terra-palo, posto generalmente uguale a  $\varphi'$  per pali in calcestruzzo cilindrici.

### Portata di punta

La portata di punta del palo viene calcolata con la seguente relazione:

$$Q_p = A_p \times P_{eff} \times N_q$$

con

$A_p$  = area della base del palo

$P_{eff}$  = tensione verticale efficace pari a  $\gamma \times L$ , considerando l'apporto di ogni singolo strato a differente valore di peso di volume;

$N_q$  = fattore di capacità portante ricavato dal grafico di Berezantsev (1961) in cui è correlato all'angolo d'attrito del terreno considerato.

Sulla base della suddetta formalistica, i calcoli eseguiti sono finalizzati a ottenere il valore di capacità portante del singolo palo. Nel caso in esame si è ipotizzato diametri finiti del palo pari a 400 o 600 mm. Sulla base dei risultati della prova penetrometrica più cautelativa (P1) è stato ipotizzato quale terreno di imposta del palo lo strato profondo fortemente addensato costituito prevalentemente da ghiaie cementate.

In relazione alla profondità del terreno fortemente addensato, rinvenuto almeno oltre i 13 metri da p.c., nei calcoli successivi è stata considerata una lunghezza dei micropali pari a 5,3 metri, ovvero impostati ad una quota di -15 metri da p.c.attuale.

In base a quanto espresso nelle NTC-08 (§ 6.4.3.1), le verifiche di seguito effettuate fanno riferimento allo stato limite ultimo riguardante il collasso per carico limite nei riguardi del carico assiale.

Così come per il calcolo della capacità portante della platea ipotizzata anche in questo caso le verifiche sono state ultimate mediante l'approccio 2.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si è ottenuto a partire dal valore caratteristico  $R_k$  a cui sono stati applicati i coefficienti parziali  $\gamma$  della tabella 6.4.II del D.M.14.01.2008.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del singolo palo è stata dedotta a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, ove il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella tabella 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine.

I calcoli hanno determinato i seguenti valori delle resistenze calcolate, considerando i due differenti diametri sopra accennati e trascurando il contributo laterale e di punta dello strato al cui interno si ipotizza la presenza di occhi pollini.

Lunghezza palo (m)	Diametro palo (mm)	$R_{LATERALE}$ (Tonnellate/palo)	$R_{PUNTA}$ (T/palo)
5.30	400	1.14	28.37
5.30	600	1.72	63.84

Considerando le 5 verticali di indagine eseguite si ottengono i seguenti valori di resistenza caratteristica del palo ( $R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi$ ) considerando il fattore di correlazione  $\xi$  pari a 1,34 considerando la prova più cautelativa (ovvero il minore valore ottenuto).

Diametro palo (mm)	$R_{LATERALE}$ (Tonnellate/palo)	$R_{c,k, laterale}$ (Tonnellate/palo)	$R_{PUNTA}$ (T/palo)	$R_{c, K, punta}$
400	1.14	0.85	28.37	21.17
600	1.72	1.28	63.84	47.64

In base ai coefficienti parziali di riduzione della tabella 6.4.II- colonna R3- per pali trivellati, si ottengono le seguenti resistenze di progetto  $R_d$ :

Diametro palo (mm)	Rd <sub>LATERALE</sub> (Tonnellate/palo)	Rd <sub>punta</sub> (Tonnellate/palo)	Rd totale (Tonnellate/palo)
400	0.85/1.15= 0.73	21.17/1.35= 15.68	16.41
600	1.28/1.15= 1.11	47.64/1.35= 35.28	36.39

Si ribadisce che i valori di capacità portante del singolo palo ottenuti sono valori che dovranno essere attentamente valutati dai tecnici strutturisti. Nel caso in cui, durante la fase esecutiva, ci fossero incongruenze litologiche con le ipotesi fin qui espresse, si renderà necessario modificare o quanto meno verificare la parametrizzazione geotecnica attribuita ai terreni fondali e ricalcolare i valori ammissibili dei carichi sul singolo palo.

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche, gli effetti principali determinano l'applicazione di momenti flettenti lungo il fusto dei pali e pertanto tale effetto incide nelle verifiche di tipo strutturale.

Copia digitale vietata la riproduzione e la divulgazione senza autorizzazione

## 10. Stima del coefficiente di sottofondazione

Il coefficiente di sottofondazione è definito dalla relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno:

$$k = Q/s$$

dove:

- $Q$  = pressione di contatto definita come pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione;
- $s$  = deformazione del terreno.

In linea generale, come proposto da Winkler e da Westergaard, si ipotizza che il coefficiente di sottofondazione  $k$  sia costante sotto ogni punto della fondazione.

Per una stima preliminare di tale coefficiente, esistono numerose metodologie: in tale sede si è scelto di utilizzare la seguente formula di Bowles, di semplice uso, che conduce solitamente a valori di  $k$  estremamente conservativi.

$$k \text{ (kg/cm}^3\text{)} = 40 \times 3Q \times f_c$$

dove:

- $Q$  = carico di esercizio e 3 è il coefficiente di sicurezza dato dal rapporto fra il carico a rottura (SLU) e quello che produce un cedimento di un pollice;
- $f_c = 2,54 /$  cedimento della fondazione (cm);

Applicando la formula suddetta al carico d'esercizio ottenuto per la fondazione ipotizzata si ottiene il seguente valore del coefficiente di sottofondazione.

Tipo fondazione	Carico stato limite esercizio (kg/cm <sup>2</sup> )	Cedimento totale (cm)	Modulo di sottofondo o reazione $k$ (kg/cm <sup>3</sup> )
Platea	0,15	2,46	0,18

Applicando la suddetta formula al carico d'esercizio ottenuto per la fondazione ipotizzata, si ottiene un valore del coefficiente di sottofondazione pari a **0.18 Kg/cm<sup>3</sup>**.

Si precisa che il coefficiente di sottofondazione sopra riportato è da intendersi come puramente indicativo; per un più preciso dimensionamento si dovrebbe usare una differente formalistica matematica che renderebbe obbligatorio l'esecuzione di apposite prove di laboratorio quali, ad esempio anche prova edometrica, prova di compressibilità a espansione laterale impedita e, soprattutto, prova di carico su piastra.

Copia digitale vietata la riproduzione e la divulgazione senza autorizzazione

## 11. Fronti di scavo e relativa altezza critica

Nel progetto sono previsti scavi di natura temporanea per la realizzazione di piani interrati (scavo di sbancamento) e opere fondali (scavo in trincea) per un'altezza superiore ai 2 metri di profondità dal piano campagna.

Si è reso pertanto necessario verificare l'altezza critica delle pareti previste.

Considerando che la realizzazione di tali scavi genera una sovrappressione interstiziale negativa, la cui dissipazione sposta nel tempo lo stato di sollecitazione, il margine di sicurezza che si ha a breve scadenza (in condizioni non drenate) può essere completamente annullato a lunga scadenza (Lancellotta, 2004).

Ciò comporta che la verifica seguente può essere impiegata solamente come verifica a breve scadenza (in condizioni non drenate), ovvero considerando solo lo stato tensionale che si instaura all'apertura dello scavo.

Applicando la teoria di Rankine relativa alla spinta delle terre, è possibile ottenere l'altezza critica per una parete verticale a seguito dello scavo tramite la seguente formula:

$$H_c = 2.67/\gamma * c * \tan (45 + \phi/2)$$

dove:

$H_c$  = altezza critica

Agli strati oggetto dello scavo caratterizzati da uno scarso grado di addensamento in base a quanto riscontrato dalle prove penetrometriche, si sono assegnati i seguenti parametri caratteristici:

- angolo di resistenza al taglio  $\phi = 25^\circ$  (valore omogeneo in tutte le prove)
- coesione  $c = 1.0$  t/mq (valore medio utilizzato in condizioni non drenate)
- peso di volume materiale  $= 1.7$  t/m<sup>3</sup>

In base alla nuova normativa, trattandosi di opera provvisoria inferiore ai due anni (scavo temporaneo) le verifiche sismiche sono state omesse (§ 2.4.1 delle NTC-08), mentre le verifiche di sicurezza per queste situazioni transitorie (§ 2.2.3 delle NTC-08) sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Per i fronti di scavo la condizione di stabilità deve essere verificata secondo l'approccio progettuale 1 - combinazione 2 (A2 + M2 + R2)- nella quale ai parametri geotecnici dei terreni devono essere applicati coefficienti parziali riduttivi (M2) alla coesione (pari a 1,25) ed alla tangente dell'angolo di resistenza al taglio (pari a 1,25) ed un coefficiente parziale per la resistenza  $\gamma_R$  pari a 1,1.

Dalla verifica si ottiene:

$$H_c = 2.67/\gamma * c/1.25 * \tan(45 + \phi/2)/1.25 = 1.57 \text{ m}$$

Quindi il valore di progetto dell'altezza critica da considerare è pari a:

$$H_c/1.1 = 1.57/1.1 \text{ m} = \mathbf{1.42 \text{ m}}$$

Tale altezza potrà essere mantenuta a breve termine in condizioni asciutte.

Si rammenta che per scavi a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m e per scavi che ricadono in prossimità di manufatti esistenti la recente normativa (D.M.14.01.2008) prevede l'obbligo di messa in opera di un'armatura di sostegno delle pareti.



## 12. Sintesi dei dati e conclusioni

Le verifiche della presente indagine si sono concentrate sulle proprietà geotecniche e sismiche dei terreni presenti, realizzate considerando l'edificio progettuale sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche derivanti dall'accelerazione orizzontale massima sismica preventivabile sul sito in esame per un determinato tempo di ritorno dell'evento sismico. Tali verifiche hanno determinato le seguenti considerazioni:

- i materiali idonei a costituire lo strato fondale sono rinvenibili in profondità ad una quota cautelativa approssimabile a -15,00 m da p.c. attuale, ove il terreno assume caratteristiche geotecniche ottime ed un forte grado di addensamento in tutte le prove eseguite; al di sopra infatti gli strati risultano scarsamente addensati (valori colpi  $N_{spt}$  compresi tra 3 e 5 colpi);
- in relazione alla prima ipotesi fondale considerata nei calcoli geotecnici (platea impostata a -9.70 m da p.c., avente larghezza  $B=9.0$  m ed altezza  $H=0.7$  m), le problematiche riscontrate e legate agli eccessivi cedimenti ne sconsigliano la realizzazione;
- in relazione alla verifica allo scorrimento della fondazione superficiale il progettista dovrà verificare le azioni massime di progetto lungo la componente orizzontale in modo che sia verificata la disuguaglianza  $R_d > V_{sd}$ ;
- in relazione alla verifica allo scorrimento della fondazione superficiale il progettista dovrà verificare le azioni massime di progetto lungo la componente orizzontale in modo che sia verificata la disuguaglianza  $R_d > V_{sd}$ ;
- il fronte di scavo in progetto per la realizzazione delle opere edificatorie può rimanere verticale a breve termine in condizioni asciutte per un'altezza di 1.42 m; si sottolinea che per altezze superiori a 2.0 m è d'obbligo la messa in opera di un'armatura di sostegno.

Alla luce di tutto quanto sopra l'indagine realizzata ha manifestato, a livello geotecnico, alcuni elementi che devono essere attentamente valutati dallo strutturista in fase di redazione del progetto definitivo.

Più in dettaglio, l'attenzione dovrà essere focalizzata sulla tipologia di opera di fondazione che, secondo le richieste dello strutturista, dovrebbe essere connessa alla realizzazione di una platea impostata a -9.70 m da p.c., avente larghezza  $B=9.0$  m e altezza  $H=0.7$  m; in tale

ipotesi le problematiche riscontrate sono legate agli eccessivi cedimenti dovuti alla presenza degli occhi pollini.

Tali problematiche sono superabili mediante la realizzazione di fondazioni profonde quali pali di ancoraggio agli strati fortemente addensati.

Dal punto di vista tecnico, in relazione a tale ipotesi di posa di palificazione, dovranno essere valutati attentamente dai tecnici strutturisti dell'opera i risultati emersi dalla presente indagine con riferimento alle ipotesi qui considerate e riguardanti il diametro e la lunghezza dei pali da utilizzare, nonché valutare la disposizione degli stessi ed i relativi potenziali cedimenti dell'intera palificata.

Si raccomanda infine di eseguire le necessarie verifiche a seguito delle operazioni di scavo, tali da confermare quanto emerso dai sondaggi eseguiti, soprattutto per quanto riguarda la ricostruzione stratigrafica elaborata e la relativa parametrizzazione geotecnica attribuita.

Luglio 2010

Dott. Geol. Luca M. Pizzi

Copia digitale vietata la riproduzione e la divulgazione senza autorizzazione



## ALLEGATO 1

Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza- via Sant'Andrea

Data: 25.06.2010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico DPSH

Note: rifiuto a -13,80 m da p.c.

Quota(m): p.c.

Sigla: P1

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>	<i>N. colpi SPT equivalenti</i>	<i>N. colpi del rivestimento corretto</i>
0,3	17		22	
0,6	30		39	
0,9	9		12	
1,2	4		5	
1,5	6		8	
1,8	9		12	
2,1	8		10	
2,4	8		10	
2,7	8		10	
3	7		9	
3,3	8		10	
3,6	6		8	
3,9	6		8	
4,2	7		9	
4,5	6		8	
4,8	8		10	
5,1	6		8	
5,4	4		5	
5,7	4		5	
6	4		5	
6,3	3		4	
6,6	4		5	
6,9	4		5	
7,2	5		6	
7,5	2		3	
7,8	2		3	
8,1	2		3	
8,4	2		3	
8,7	1		1	
9	2		3	
9,3	1		1	
9,6	1		1	
9,9	3		4	
10,2	3		4	
10,5	3		4	
10,8	1		1	
11,1	2		3	
11,4	1		1	
11,7	2		3	
12	2		3	
12,3	1		1	
12,6	2		3	
12,9	2		3	

---

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>	<i>N. colpi SPT equivalenti</i>	<i>N. colpi del rivestimento corretto</i>
13,2	3		4	
13,5	42		55	
13,8	100		130	

Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza- via Sant'Andrea

Data: 25.06.2010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico DPSH

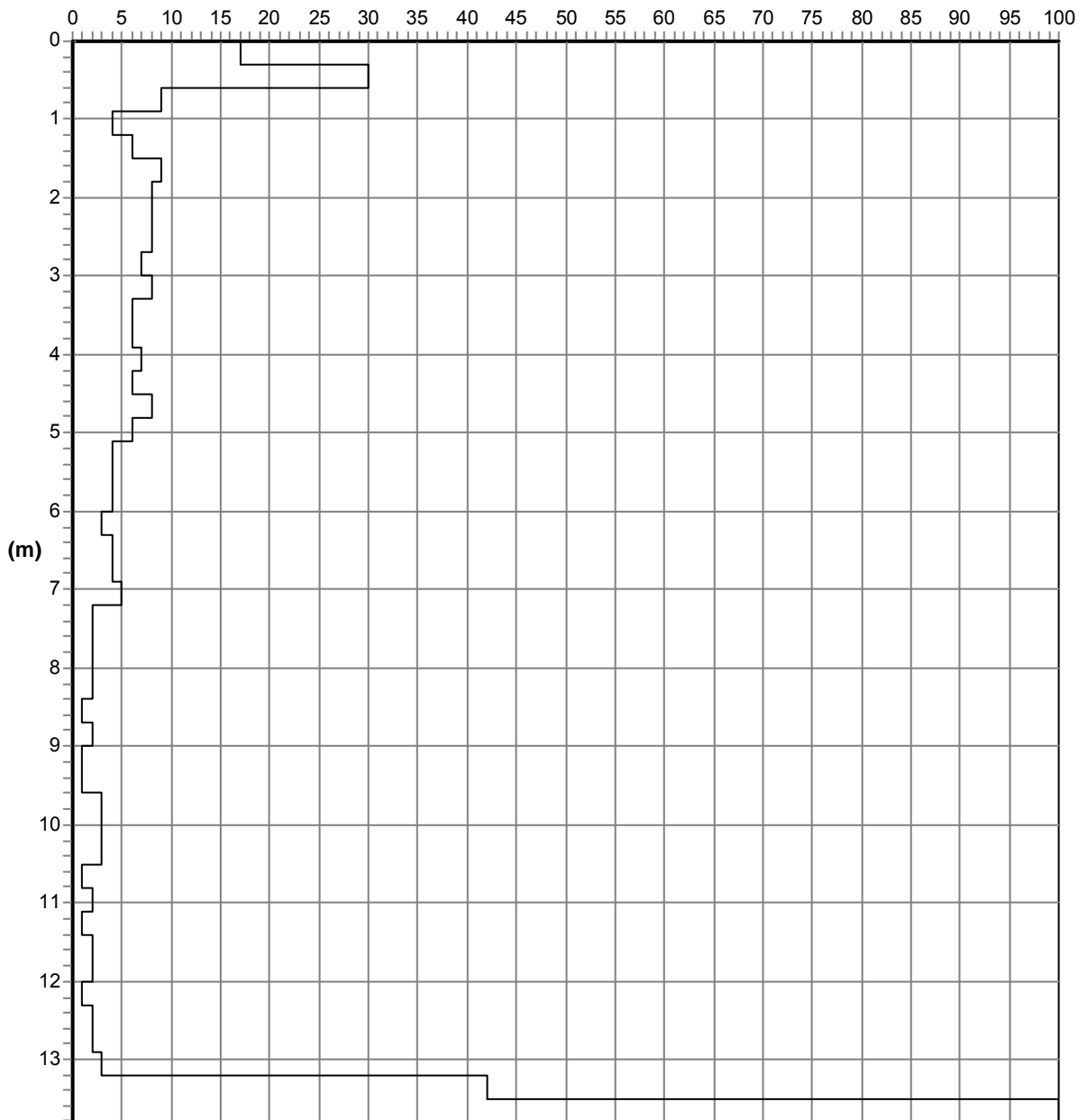
Note: rifiuto a -13,80 m da p.c.

Quota(m): p.c.

Sigla: P1

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



— Colpi punta

Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza- via Sant'Andrea

Data: 25.06.2010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico DPSH

Note: rifiuto a -14,40 m da p.c.

Quota(m): p.c.

Sigla: P2

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>	<i>N. colpi SPT equivalenti</i>	<i>N. colpi del rivestimento corretto</i>
0,3	19		25	
0,6	33		43	
0,9	12		16	
1,2	5		6	
1,5	5		6	
1,8	9		12	
2,1	9		12	
2,4	9		12	
2,7	7		9	
3	4		5	
3,3	5		6	
3,6	6		8	
3,9	6		8	
4,2	5		6	
4,5	6		8	
4,8	5		6	
5,1	4		5	
5,4	4		5	
5,7	2		3	
6	2		3	
6,3	2		3	
6,6	2		3	
6,9	3		4	
7,2	2		3	
7,5	5		6	
7,8	7		9	
8,1	7		9	
8,4	14		18	
8,7	14		18	
9	8		10	
9,3	5		6	
9,6	4		5	
9,9	9		12	
10,2	5		6	
10,5	4		5	
10,8	3		4	
11,1	3		4	
11,4	2		3	
11,7	3		4	
12	2		3	
12,3	2		3	
12,6	4		5	
12,9	2		3	

---

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>	<i>N. colpi SPT equivalenti</i>	<i>N. colpi del rivestimento corretto</i>
13,2	4		5	
13,5	4		5	
13,8	32		42	
14,1	38		49	
14,4	100		130	



Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza- via Sant'Andrea

Data: 25.06.2010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico DPSH

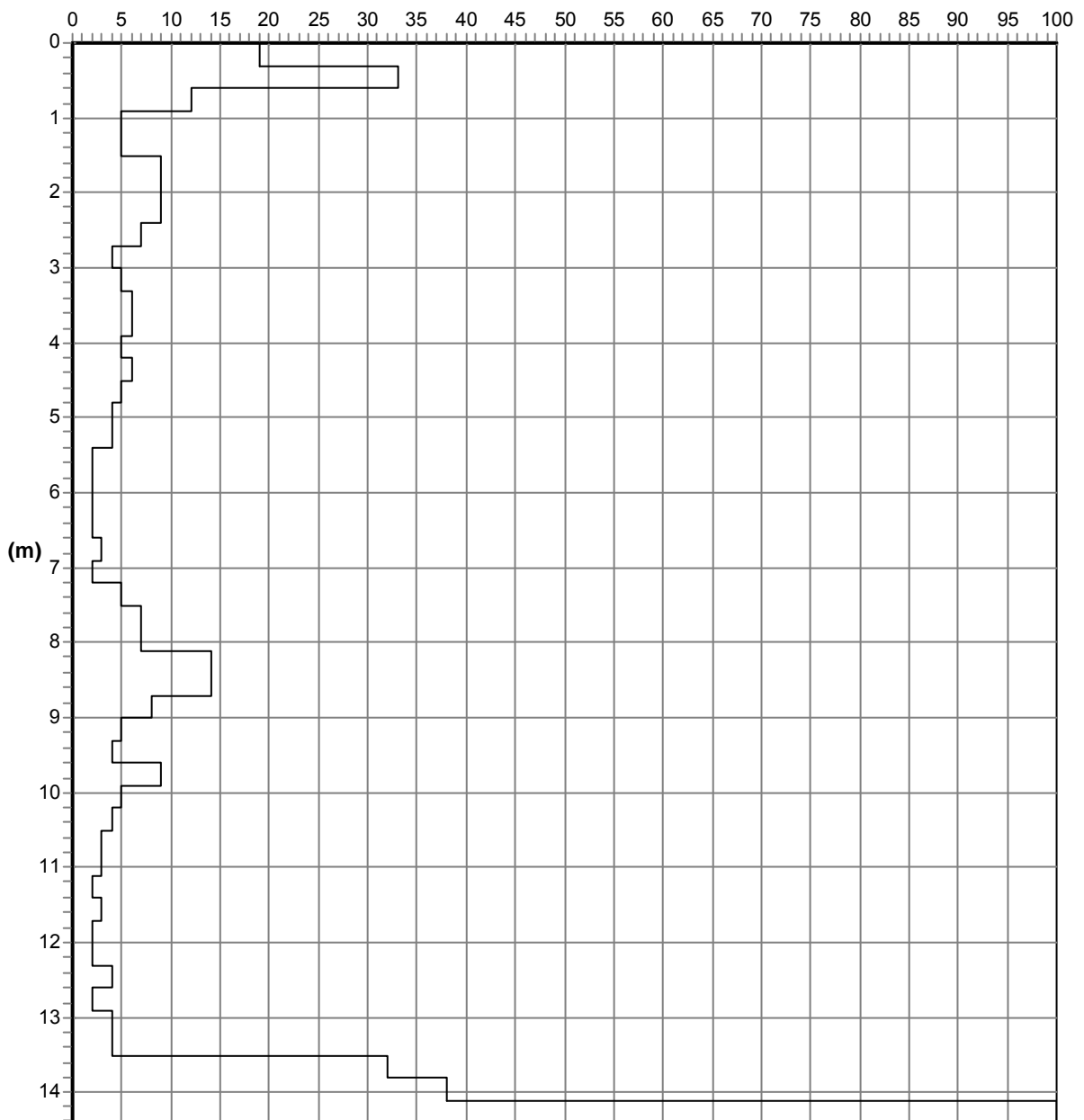
Note: rifiuto a -14,40 m da p.c.

Quota(m): p.c.

Sigla: P2

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



— Colpi punta

Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza- via Sant'Andrea

Data: 25.06.2010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico DPSH

Note: rifiuto a -12,60 m da p.c.

Quota(m): p.c.

Sigla: P3

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>	<i>N. colpi SPT equivalenti</i>	<i>N. colpi del rivestimento corretto</i>
0,3	28		36	
0,6	11		14	
0,9	6		8	
1,2	4		5	
1,5	4		5	
1,8	8		10	
2,1	8		10	
2,4	6		8	
2,7	7		9	
3	7		9	
3,3	5		6	
3,6	5		6	
3,9	7		9	
4,2	5		6	
4,5	6		8	
4,8	9		12	
5,1	8		10	
5,4	12		16	
5,7	10		13	
6	10		13	
6,3	5		6	
6,6	6		8	
6,9	5		6	
7,2	2		3	
7,5	3		4	
7,8	3		4	
8,1	2		3	
8,4	2		3	
8,7	3		4	
9	12		16	
9,3	2		3	
9,6	3		4	
9,9	2		3	
10,2	2		3	
10,5	3		4	
10,8	2		3	
11,1	2		3	
11,4	5		6	
11,7	5		6	
12	6		8	
12,3	42		55	
12,6	100		130	

Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza- via Sant'Andrea

Data: 25.06.2010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico DPSH

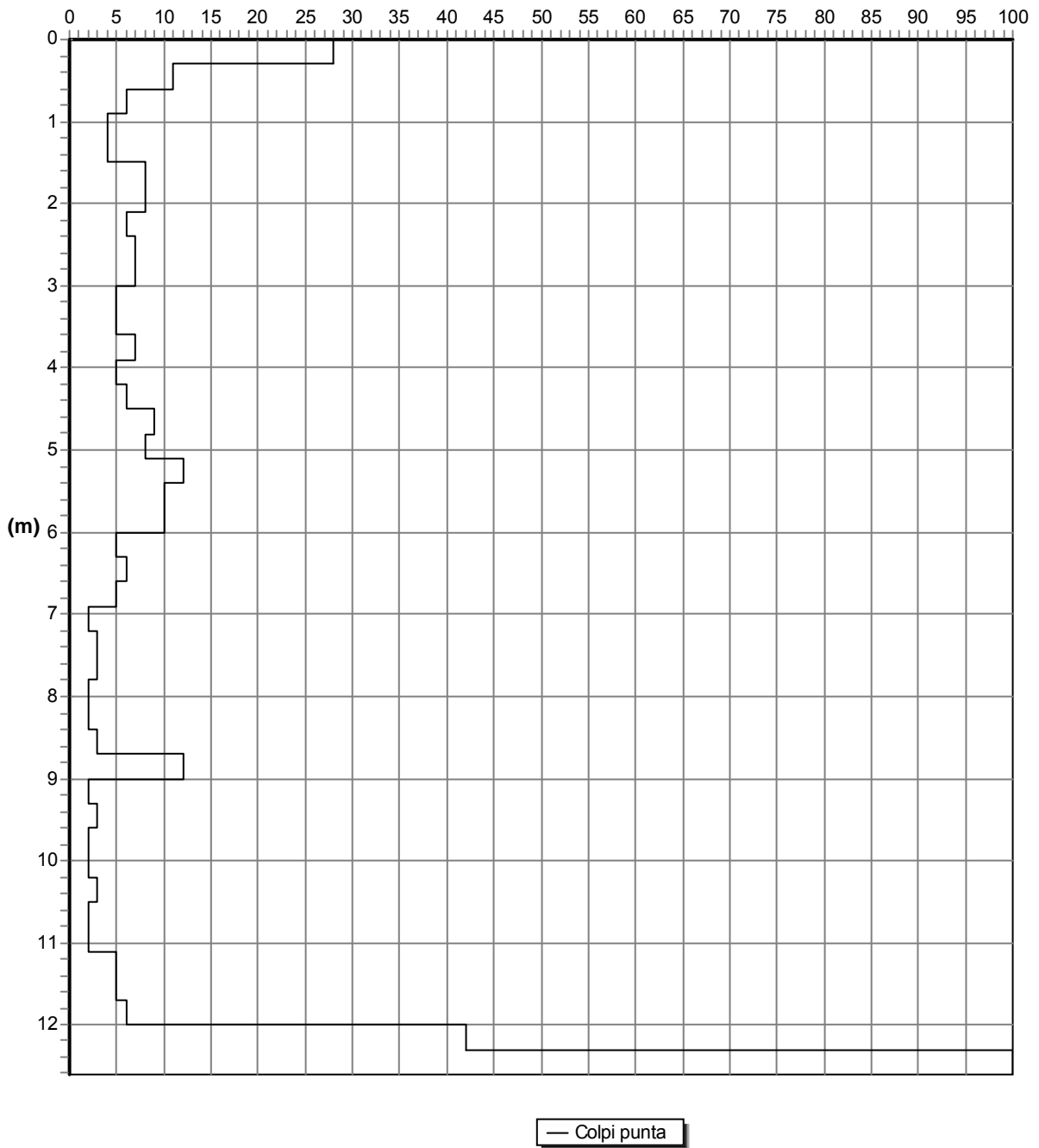
Note: rifiuto a -12,60 m da p.c.

Quota(m): p.c.

Sigla: P3

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza- via Sant'Andrea

Data: 25.06.2010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico DPSH

Note: rifiuto a -12,30 m da p.c.

Quota(m): p.c.

Sigla: P4

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>	<i>N. colpi SPT equivalenti</i>	<i>N. colpi del rivestimento corretto</i>
0,3	34		44	
0,6	16		21	
0,9	6		8	
1,2	4		5	
1,5	3		4	
1,8	4		5	
2,1	6		8	
2,4	8		10	
2,7	7		9	
3	5		6	
3,3	4		5	
3,6	3		4	
3,9	3		4	
4,2	3		4	
4,5	2		3	
4,8	2		3	
5,1	3		4	
5,4	2		3	
5,7	2		3	
6	2		3	
6,3	2		3	
6,6	2		3	
6,9	2		3	
7,2	5		6	
7,5	2		3	
7,8	3		4	
8,1	1		1	
8,4	1		1	
8,7	1		1	
9	1		1	
9,3	1		1	
9,6	2		3	
9,9	1		1	
10,2	1		1	
10,5	1		1	
10,8	1		1	
11,1	1		1	
11,4	1		1	
11,7	1		1	
12	36		47	
12,3	100		130	

Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza- via Sant'Andrea

Data: 25.06.2010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico DPSH

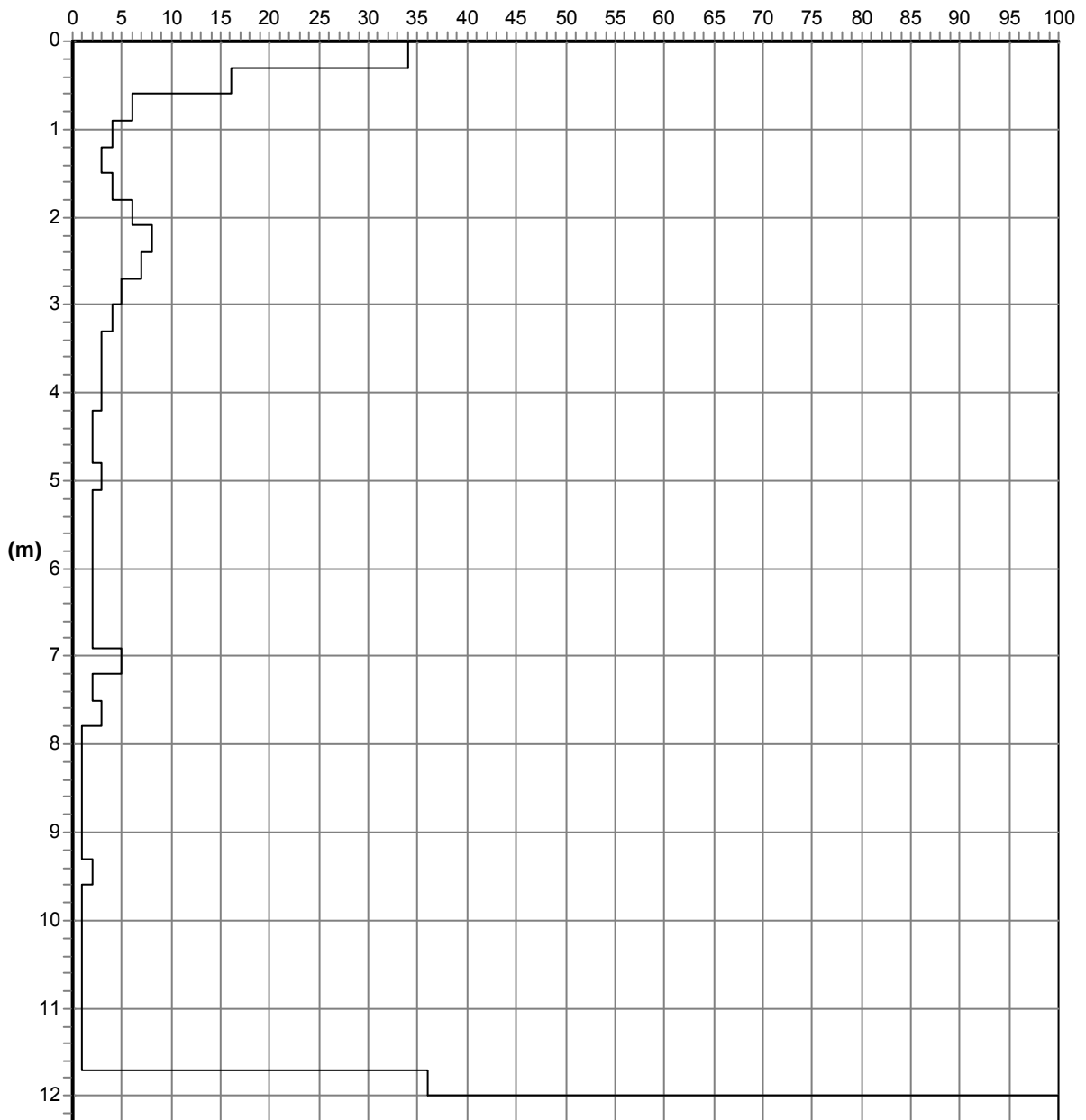
Note: rifiuto a -12,30 m da p.c.

Quota(m): p.c.

Sigla: P4

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



— Colpi punta

Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza- via Sant'Andrea

Data: 25.06.2010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico DPSH

Note: rifiuto a -11,10 m da p.c.

Quota(m): p.c.

Sigla: P5

## Tabulato della prova

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>	<i>N. colpi SPT equivalenti</i>	<i>N. colpi del rivestimento corretto</i>
0,3	35		45	
0,6	34		44	
0,9	7		9	
1,2	4		5	
1,5	5		6	
1,8	4		5	
2,1	4		5	
2,4	4		5	
2,7	5		6	
3	6		8	
3,3	6		8	
3,6	6		8	
3,9	3		4	
4,2	6		8	
4,5	12		16	
4,8	19		25	
5,1	40		52	
5,4	50		65	
5,7	34		44	
6	13		17	
6,3	5		6	
6,6	6		8	
6,9	7		9	
7,2	5		6	
7,5	6		8	
7,8	6		8	
8,1	4		5	
8,4	7		9	
8,7	7		9	
9	8		10	
9,3	7		9	
9,6	6		8	
9,9	4		5	
10,2	11		14	
10,5	18		23	
10,8	49		64	
11,1	100		130	

Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza- via Sant'Andrea

Data: 25.06.2010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico DPSH

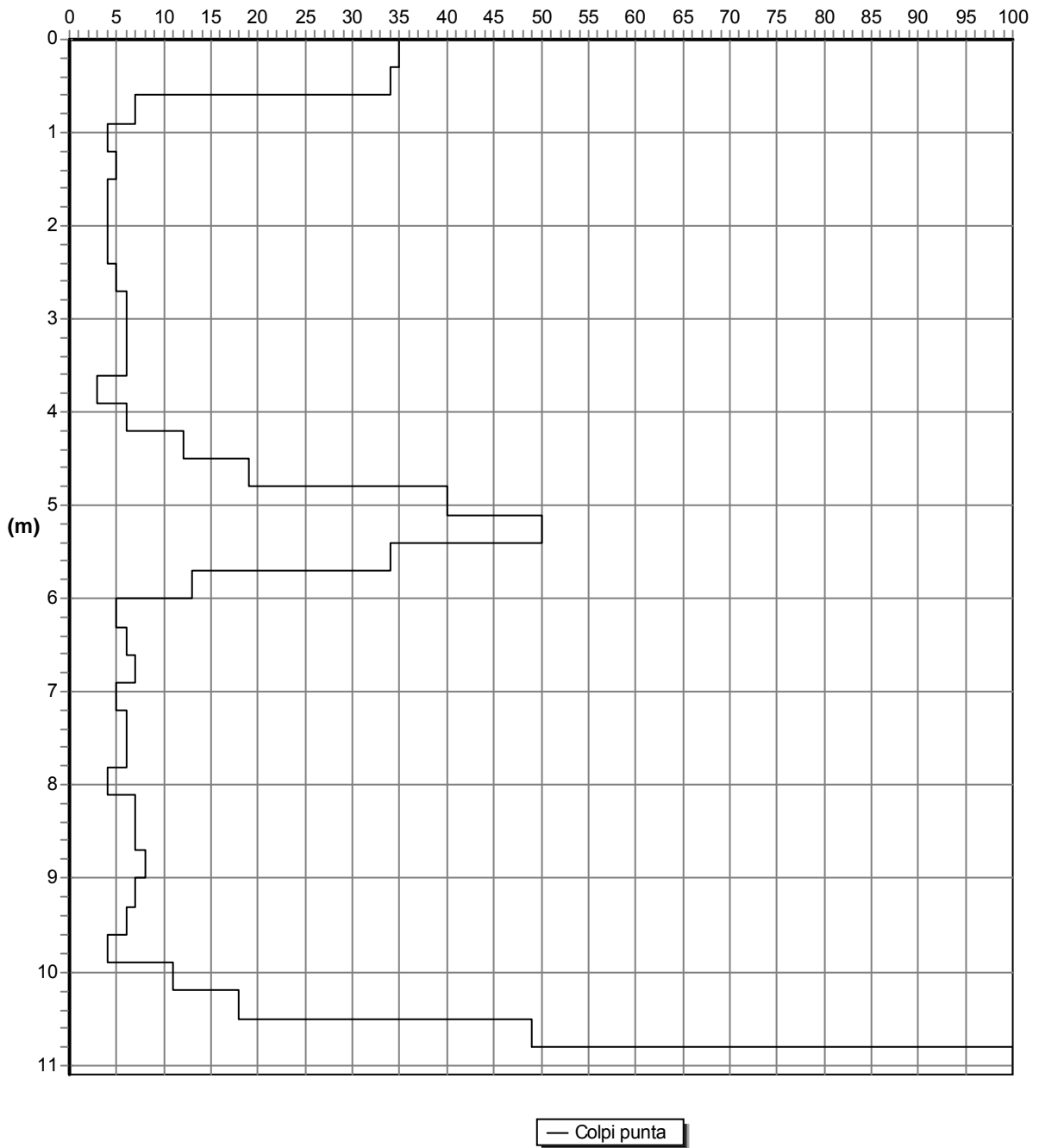
Note: rifiuto a -11,10 m da p.c.

Quota(m): p.c.

Sigla: P5

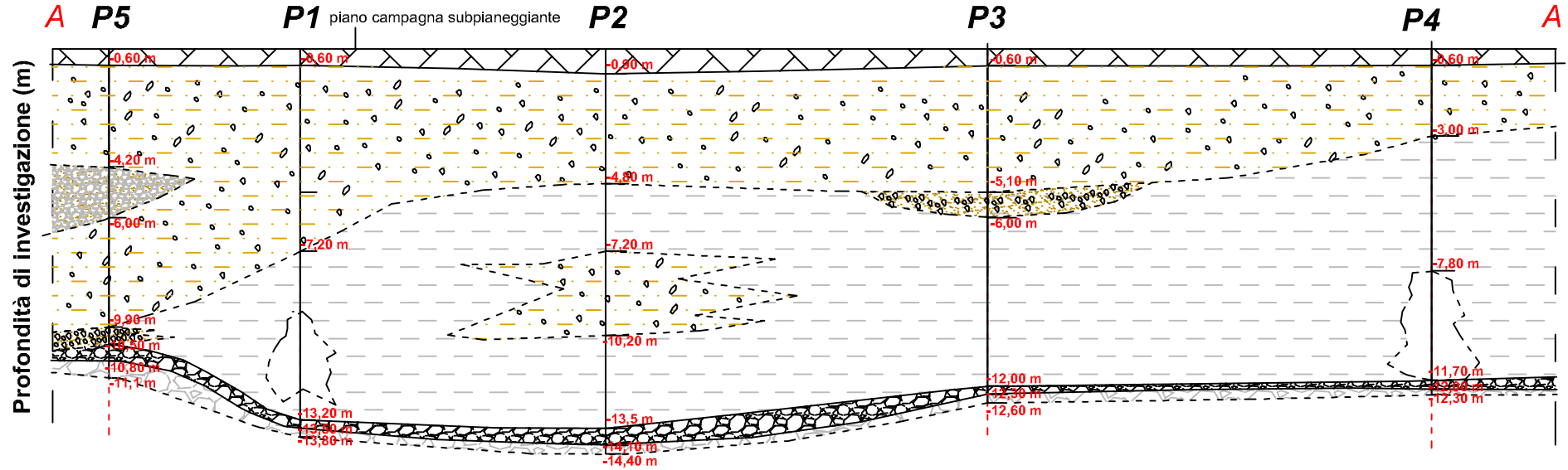
## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): non rilevata



# SEZIONE STRATIGRAFICO-GEOTECNICA A-A

DISTANZA ORIZZONTALE NON IN SCALA  
SCALA VERTICALE 1:200



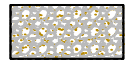
## LEGENDA



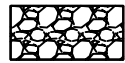
Terreno di riporto mediamente addensato passante in profondità a strato misto d'alterazione superficiale, ad elevata componente limosa, con ciottoli immersi in una matrice prevalente e scadente; strato per lo più scarsamente addensato (Numero colpi medio N30 compreso tra 5 e 7)



Strato plurimetrico scarsamente addensato che si ipotizza sia riferibile a sabbie e limi con argilla, mediocri geotecnicamente (N30 medio compreso tra 2 e 4 colpi)



Lente di materiale da mediamente addensato ad addensato (N30 medio pari a 26 colpi) costituito per lo più da sabbie con ghiaie



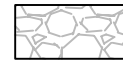
Orizzonte di materiale da addensato a fortemente addensato (N30 medio compreso tra 35 e 42 colpi) costituito per lo più da ghiaie ciottolose



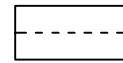
Lenti mediamente addensate costituite in prevalenza da sabbie con locali ghiaie, con numero colpi medio N30 pari a 10



Ipotesi di rinvenimento in P1 e P4 di occhi pollini all'interno di depositi fluvio-glaciali alterati; sono caratterizzati da altezze plurimetriche ma da continuità laterale ridotta (aste di investigazione scendono da sole e danno 0/1 colpo ogni 30 cm)



Ghiaie cementate o conglomerati tipo "Ceppo" che determinano il rifiuto alla penetrazione dello strumento (N30 >100 colpi)



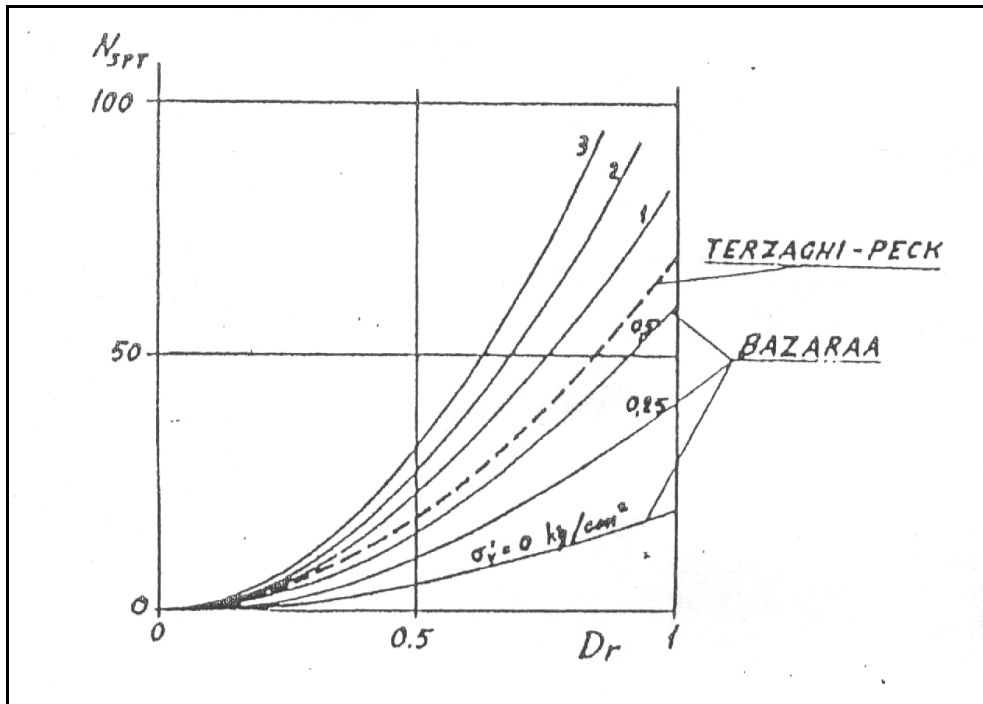
Limiti stratigrafici presunti/fine indagine



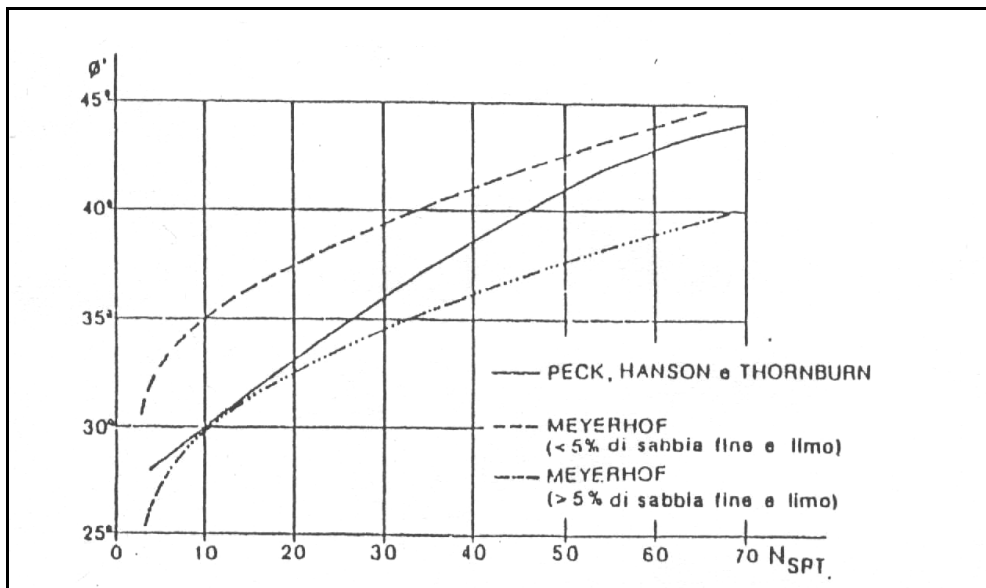


## ALLEGATO 2

## GRAFICI DI CORRELAZIONE



**FIG.1: correlazioni in terreni sabbiosi tra densità relativa ( $D_r$ ) e valori di  $N_{spt}$  (tratto da A.Cancelli)**



**FIG.2: correlazioni in terreni generalmente sabbiosi tra angolo d'attrito interno ( $\phi'$ ) e valori di  $N_{spt}$  (tratto da A.Cancelli)**

## **GEOMETRIA FONDAZIONE**

Tipologia fondazionale:	platea
Larghezza (B):	9,0 metri
Lunghezza (L):	52 m
Altezza fondazione:	0,7 m
Profondità di posa da p.c attuale:	9,70 m
Peso di volume del cls:	2500 kg/mc

Inclinazione del carico causa sisma per calcoli connessi ad azione sismica: 6,3 °

## **PARAMETRAZIONE GEOTECNICA TERRENI INTERAGENTI CON FONDAZIONI**

### **STRATO n.1 (compreso tra -7,20 e -13,20 m da p.c.)**

Descrizione litologica:	limi e sabbie fini con ipotesi di rinvenimento di occhi pollini
Angolo di attrito:	25°
Densità relativa:	15 %
Coesione (kg/cm <sup>2</sup> ):	0 (cautelativo)
Peso di volume secco:	1700 kg/mc
Modulo di Young (kg/cm <sup>2</sup> ):	100
Fattore di portanza N <sub>q</sub> :	10,66
Fattore di portanza N <sub>c</sub> :	20,72
Fattore di portanza N <sub>γ</sub> :	10,88 (correzione di Vesic)
Numero di colpi N <sub>spt</sub> medio:	3

### **STRATO n.2 (compreso tra -13,20 e -13,80 m da p.c.)**

Descrizione litologica:	ghiaie cementate
Angolo di attrito:	37°
Densità relativa:	90 %
Coesione (kg/cm <sup>2</sup> ):	0 (cautelativo)
Peso di volume secco:	1900 kg/mc
Modulo di Young (kg/cm <sup>2</sup> ):	500
Fattore di portanza N <sub>q</sub> :	48,93
Fattore di portanza N <sub>c</sub> :	61,35
Fattore di portanza N <sub>γ</sub> :	78,03 (correzione di Vesic)
Numero di colpi N <sub>spt</sub> medio:	54

Falda assente fino alla massima profondità d'investigazione (-14,40 m da p.c. attuale)

Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza via Sant'Andrea

Data: Giugno 2010

Riferimenti: Realizzazione edificio commerciale

## Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: fondamentale

Fondazione n. ....	1
Larghezza della fondazione (m):	9
Lunghezza della fondazione (m):	52
Profondità di posa lato destro (m):	0,7
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,7

Metodo di calcolo:

### Fattori di forma

Sc:  Sq:  Sy:

### Fattori di profondità

Dc:  Dq:  Dy:

### Fattori inclinazione carico da sisma

Ic:  Iq:  Iy:

### Fattori inclinazione pendio

Gc:  Gq:  Gy:

### Fattori inclinazione base

Bc:  Bq:  By:

### Fattori correttivi per gli effetti inerziali del sisma

Zc:  Zq:  Zy:

## RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	12,28
Profondità del cuneo efficace (m):	4,65
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,095
Coef. di sicurezza per verifica allo slittamento:	

Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza via Sant'Andrea

Data: Giugno 2010

Riferimenti: Realizzazione edificio commerciale

## Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni

Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: sismica

Fondazione n. ....	1
Larghezza della fondazione (m):	9
Lunghezza della fondazione (m):	52
Profondità di posa lato destro (m):	0,7
Profondità di posa lato sinistro (m):	0,7

Metodo di calcolo:

### Fattori di forma

Sc:  Sq:  Sy:

### Fattori di profondità

Dc:  Dq:  Dy:

### Fattori inclinazione carico da sisma

lc:  lq:  ly:

### Fattori inclinazione pendio

Gc:  Gq:  Gy:

### Fattori inclinazione base

Bc:  Bq:  By:

### Fattori correttivi per gli effetti inerziali del sisma

Zc:  Zq:  Zy:

## RISULTATO

Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2,3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cmq):	8,87
Profondità del cuneo efficace (m):	4,65
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0,095
Coef. di sicurezza per verifica allo slittamento:	4,24

Committente: Costruzioni Antares S.r.l.

Località: Monza via Sant'Andrea

Data: Giugno 2010

Riferimenti: Realizzazione edificio commerciale

## RIASSUNTO DEL CALCOLO DEI CEDIMENTI

Fondazione n. ....

### Verifica allo Stato Limite d'Esercizio

Larghezza della fondazione (m):	<input type="text" value="9"/>
Lunghezza della fondazione (m):	<input type="text" value="52"/>
Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq):	<input type="text" value="0,15"/>

### Livelli incoerenti

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti:	<input type="text" value="Burland e Burbridge"/>
Tempo di calcolo dei cedimenti secondari (anni):	<input type="text" value="50"/>
Carico statico o pulsante (Burland e Burbridge):	<input type="text" value="Carico statico"/>
Nspt crescente o decrescente (Burland e Burbridge):	<input type="text" value="Nspt crescente"/>

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento immediato (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="13,2"/>	<input type="text" value="0"/>
Cedimento secondario (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="11,4"/>	<input type="text" value="0"/>
Somma ced. incoerenti (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="24,6"/>	<input type="text" value="0"/>

### Livelli coesivi

Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli coesivi:	<input type="text" value="Teoria dell'elasticità"/>
Tempo di calcolo cedimenti di consolidazione(anni):	<input type="text" value="20"/>

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Ced.di consolidazione (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>
Cedimento secondario (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>
Somma ced. coesivi (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

### Cedimenti complessivi (incoerenti+coesivi)

	Vertice sinistro	Punto centrale	Vertice destro
Cedimento complessivo (mm):	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="24,6"/>	<input type="text" value="0"/>
Max cedim. differenziale(mm):	<input type="text" value="0"/>		
Massima distorsione (%):	<input type="text" value="0"/>		

Fondazione rigida o flessibile:

### Verifica allo Stato Limite di Danno

Cedimento indotto dal sisma (mm):