



Regione Lombardia



Provincia di Milano



Comune di Carugate



Comune di Cernusco sul Naviglio

Oggetto : **ACCORDO DI PROGRAMMA**
per la realizzazione di interventi di tipo infrastrutturale e di razionalizzazione e ampliamento di insediamento commerciale nei Comuni di Carugate e di Cernusco sul Naviglio

Committente :

EUROCOMMERCIAL
SHOPPING CENTRES

Progetto architettonico e coordinamento :

ONEWORKS:

Via Statuto 11, 20121 MILANO
T +39 02 6559131 F +39 02 65591360
milano@one-works.com
Arch. Leonardo Cavalli
Ordine degli Architetti di Milano n. 8156

Progetto architettonico :



DunnettCraven

Unit 512 Highgate Studios
53-79 Highgate Road, London NW5 1TL
T +44 (0)20 7284 9200
info@dunnettcraven.com

Progetto impianti :

BRE engineering Srl

Via Michele Barozzi 6, 20122 MILANO
T +39 02 76003383 F +39 02 76281666
bre@bre-engineering.it

Ing. Gianpiero Bozino Resmini
Ordine degli Ingegneri di Milano n. A10466

Progetto paesaggistico :



LAND

Via Varese 16, 20121 MILANO
T +39 02 8069111 F +39 02 80691130
mail@landsrl.com

Titolo :

**RELAZIONE GEOLOGICA,
IDROGEOLOGICA E GEOTECNICA**

Rev.	Data	File	Oggetto	Dis.	Appr.

Elaborato N.

DG08

Data :	settembre 2016	Scala :	-	File :	-
Cod. progetto :	14ISP054	Redatto da :	URS	Approvato da :	URS

Proprietà :

Progettista :



**Relazione geologica,
idrogeologica e geotecnica**

Preparato per:

EuroCommercial

GIUGNO 2013

Revisione N°0

46318491

COPYRIGHT

© Il presente Rapporto è di proprietà di URS Italia S.p.A. e URS Corporation Limited. Qualsiasi riproduzione non autorizzata o utilizzo da parte di qualsiasi soggetto, al di fuori del suo destinatario, è strettamente proibito.

INDICE

Sezione	N° di Pag.
1. INTRODUZIONE	4
2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO.....	5
Normativa nazionale di riferimento	5
Eurocodici	6
3. INQUADRAMENTO DEL SITO	7
3.1. Inquadramento Geomorfológico	7
3.2. Inquadramento Geológico.....	8
3.3. Inquadramento Idrogeológico	9
3.4. Idrografia Superficiale	12
4. CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA.....	13
4.1. Attività eseguite.....	13
4.2. Sondaggi geognostici.....	13
4.3. Prove penetrometriche dinamiche (SPT).....	15
4.4. Prove di laboratorio	15
5. INQUADRAMENTO SISMICO.....	17
5.1. Definizione dell'azione sismica di riferimento	18
5.2. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	20
5.3. Periodo di ritorno dell'azione sismica TR	20
5.4. Accelerazione massima attesa su suolo rigido	21
5.5. Categoria di sottosuolo	21
5.6. Condizioni topografiche	23
5.7. Accelerazione massima attesa in sito	23
5.8. Azione sismica per opere di fondazioni superficiali	24
5.9. Stabilità nei confronti della liquefazione	25
6. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	27
6.1. Dati SPT misurati.....	27
6.2. Correzioni preliminari del dato SPT misurato.....	28
6.3. Sintesi dei risultati	29
7. PARAMETRI GEOTECNICI "CARATTERISTICI"	33
8. VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE.....	35
8.1. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).....	35
8.2. Coefficienti parziali	36
8.3. Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).....	36
9. OPERE DI FONDAZIONE	38

INDICE

Sezione	N° di Pag.
10. FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	39
10.1. Verifiche agli stati limiti ultimi (SLU).....	39
10.2. Verifica collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.....	40
10.3. Capacità portante limite in condizioni sismiche.....	44
10.4. Verifiche eseguite.....	45
10.5. Verifica collasso per scorrimento sul piano di posa.....	52
10.6. Verifiche eseguite.....	53
10.7. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	55
10.8. Verifiche eseguite.....	56
11. FONDAZIONI PROFONDE	60
11.1. Verifiche agli stati limiti ultimi (SLU).....	60
11.2. Verifiche agli stati limiti ultimi in condizioni sismiche.....	61
11.3. Verifica collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali	62
11.4. Verifiche eseguite.....	66
11.5. Verifica collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali	68
11.6. Verifiche eseguite.....	71
11.7. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	72
11.8. Verifica cedimenti.....	73
11.9. Verifiche eseguite.....	74
11.10. Verifica spostamenti trasversali	74
11.11. Verifiche eseguite.....	76
12. SUGGERIMENTI E PRESCRIZIONI PER IL PROGETTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE.....	77
13. CONCLUSIONI	78
14. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	79

FIGURE

Figure 1: Layout del sito ed ubicazione sondaggi

Figure 2: Ubicazioni Sondaggi su catastale

Figure 3: Ubicazione delle aree di interesse a traccia delle sezioni

Figura 4A: Sezione Geologica A-A'

Figura 4B: Sezione Geologica B-B'

ALLEGATI

Allegato 1: Stratigrafie e documentazione Fotografica sondaggi

Allegato 2: Prove di Laboratorio

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è stata redatta nell'ambito del progetto di ampliamento del centro commerciale "Carosello" di Carugate (MI) al fine di fornire un supporto alla progettazione definitiva delle strutture con particolare riferimento alle seguenti tematiche:

- Caratterizzazione geotecnica e stratigrafica dei terreni di fondazione;
- Definizione i parametri geotecnici caratteristici da impiegare nelle verifiche;
- Analisi parametrica della capacità portante limite e del cedimento assoluto delle fondazioni.

L'intervento di ampliamento del centro commerciale prevede la realizzazione di strutture (capannoni, parcheggi, ed edifici di servizio), sia sul lato Est, sia sul lato Ovest dell'attuale Centro Commerciale. Inoltre è in previsione anche la realizzazione di un nuovo svincolo della Tangenziale Est di Milano, con viadotto e opere stradali che consentano di accedere al centro commerciale in maniera più ergonomica rispetto al percorso attuale.

In tale contesto URS ha svolto le attività di indagine geotecnica preliminare finalizzata alla progettazione definitiva dell'ampliamento, ed ha redatto il presente documento che è la relazione geologica, idrogeologica e geotecnica ai sensi del D.M. 14/01/2008, riportante:

- caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche dell'area;
- interpretazione dei dati risultanti dall'indagine geognostica, con relativa schematizzazione geotecnica dei terreni di fondazione;
- aspetti di sismicità del sito;
- calcolo capacità portante e cedimenti per fondazioni dirette ed indirette in accordo al D.M. 14/01/2008 in base alla stratigrafia rilevata nel corso delle indagini.

2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Nel seguito sono raccolte le normative nazionali e le raccomandazioni degli Eurocodici alle quali far riferimento.

Normativa nazionale di riferimento

- *MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – “D.M. 14 Gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni” pubblicata nella G.U. n°29 del 04/02/2008 Suppl. Ord. n°30 . (nel seguito **NTC 2008**)*
- *MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – “Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008” pubblicata nella G.U. n°47 del 26/02/2009 Suppl. Ord. n°27.*
- *MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – “D.M. 31 Luglio 2012 - Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici” pubblicata nella G.U. n°73 del 27/03/2013 Suppl. Ord. n°21*

Normativa sismica in attuazione OM 3274/03

- *Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*

Normativa sismica regionale in attuazione OM 3274/03

- *Delibera della Giunta Regionale della Lombardia n. 14964 del 7/11/2003 "Disposizioni preliminari per l'attuazione dell'ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003 Primi elementi in materia di generale per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".*
- *Decreto Giunta Regionale della Lombardia 19904 del 21/11/2003 "Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e pro gramma temporale delle verifiche di cui all'art.2, commi 3 e 4 dell'Ordinanza PCM n.3274 del 20 Marzo 2003 in attuazione della DGR 14964 del 7/11/2003"*
- *Circolare Giunta Regionale Regione Lombardia — Prevenzione e protezione civile — "DM 14 settembre 2005 Norme tecniche per le costruzioni — Gazzetta ufficiale n.222 del 23 settembre 2005 — supplemento ordinario n.159 — Comuni di nuova classificazione sismica: applicazione art. 104 del DPR380/2001" Prot. 11.2005.11368 del 5/12/2005*

Eurocodici

EC-7

- *UNI ENV 1997-1:1997 — Eurocodice 7 "Progettazione Geotecnica — Parte 1: Regole generali/1.*
- *EN 1997-1:2004 — "Eurocode 7: Geotechnical Design — Part 1: General Rules"*

EC-8

- *UNI-ENV 1998-1-1:1997 "Eurocodice 8: Parte 1 - Regole generali — Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture"*
- *prEN 1998-1:2003 "Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance — Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings".*
- *UNI-ENV 1998-2:1998 "Eurocodice 8: indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture — Parte 2: ponti.*
- *UNI ENV 1998-5:1998 "Eurocodice 8: indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture — Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.*

3. INQUADRAMENTO DEL SITO

Il sito è ubicato nei comuni di Carugate e Cernusco Sul Naviglio, in prossimità della parte già costruita del Centro Commerciale Carosello.

Il complesso sorge in un'area che confina a sud est con una Cava, ad ovest confina con terreni destinati ad uso agricolo, e ad ovest con la tangenziale Est di Milano vicino allo svincolo di Carugate.

La quota media del piano campagna (p.c.) è di 144 m s.l.m. La falda dell'acquifero superficiale si trova a circa 126 m s.l.m.

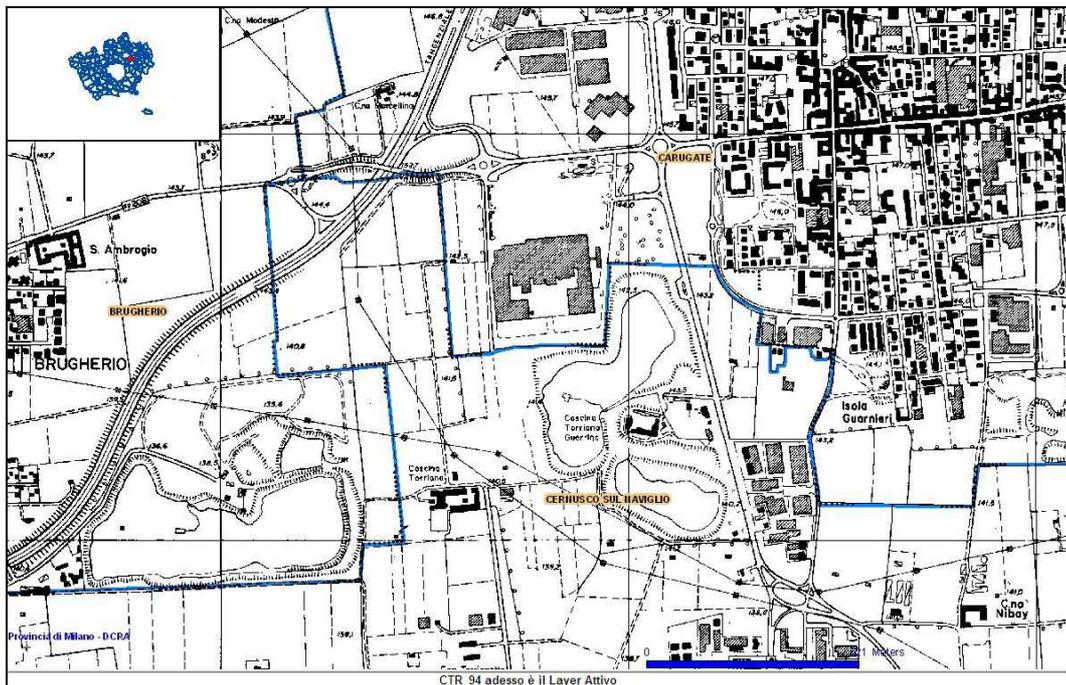


Figura 1 – Corografia

3.1. Inquadramento Geomorfologico

Il territorio oggetto dello studio si trova nel settore settentrionale della pianura padana lombarda; è caratterizzato da una morfologia pianeggiante interrotta da numerosi canali irrigui; i più importanti si originano dal Naviglio Martesana ed hanno direzione generale verso sud.

Dal punto di vista geomorfologico il territorio presenta un andamento relativamente pianeggiante con un blando declivio verso sud e quote comprese tra 144 e 140 m s.l.m. Il drenaggio delle acque di superficie ha creato incisioni ed avvallamenti che in gran parte risultano poco evidenti o addirittura completamente obliterati dall'intervento antropico, che rappresenta invece la prima causa di modifica e ricostruzione di elementi morfologici come gli specchi d'acqua, formati in seguito alle attività di estrazione nelle cave in sub alveo, i cigli di scarpata e i rilevati stradali.

3.2. Inquadramento Geologico

Il sottosuolo dell'area oggetto di studio, è costituito dal punto di vista geologico da sedimenti continentali di origine fluvio-glaciale ascrivibili all'ultimo periodo glaciale (Wurm), rimaneggiati ed in parte mascherati in epoca recente dai corsi d'acqua attuali.

I terreni affioranti costituiscono il "*livello fondamentale di pianura*" e sono rappresentati prevalentemente da depositi ghiaioso-sabbiosi, che presentano locali addensamenti a granulometria più fine.

Di seguito sono elencate e descritte le unità stratigrafiche quaternarie che caratterizzano il territorio di Segrate dalla più antica alla più recente e superficiale:

- **Supersistema di Besnate – Unità di Guanzate** (Pleistocene medio – superiore)

Ghiaie medio grosse massive - occasionalmente a debole isorientazione - a supporto di matrice sabbiosa limosa (depositi fluvioglaciali) - clasti da subarrotondati a subangolari - dimensioni centimetriche - petrografia poligenica.

Superficie limite superiore con profilo di alterazione superiore a 2 m - l'alterazione interessa circa il 40% dei clasti da decarbonatati ad argillificati/arenizzati.

Copertura loessico-colluviale con spessore in diminuzione verso sud.

- **Supersistema di Besnate – Unità di Minoprio** (Pleistocene medio – superiore)

Unità rappresentata da depositi fluvioglaciali e da depositi di esondazione - Ghiaie a matrice sabbiosa o sabbioso limosa, clasti da subarrotondati a subangolari centimetrici, petrografia poligenica prevalentemente elementi carbonatici (depositi fluvioglaciali) – sabbie ghiaiose, sabbie e sabbie limose (depositi di esondazione).

Superficie limite superiore con profilo di alterazione medio inferiore a 2 m - l'alterazione interessa circa il 30/40% dei clasti da decarbonatati ad argillificati/arenizzati.

Assenza della copertura loessico-colluviale – probabile asportazione antropica.

- **Sistema di Cantù** (Pleistocene superiore)

Unità rappresentativa dell'espansione glaciale più recente (Wurm) – Ghiaie a matrice sabbiosa, con intercalazioni di sabbie, clasti poligenici arrotondati/sub arrotondati centimetrici (depositi fluvioglaciali) - sabbie, sabbie limose, limi e limi sabbiosi sommitali o intercalati (depositi fluvioglaciali a basa energia).

Superficie limite superiore con profili di alterazione di circa 1 m – profili di alterazione da poco evoluti a evoluti.

Copertura loessica assente.

- **Sistema del Po – Unità Postglaciale** (Pleistocene superiore – Olocene)

Unità rappresentata da depositi fluviali - Ghiaie a supporto clastico e di matrice sabbioso limosa, sabbie ghiaiose, sabbie e limi, alternanze di ghiaie e sedimenti sabbioso/limosi (depositi fluviali).

I depositi dell'unità sono associati sia ai depositi del fiume Lambro nella sua valle fluviale sia alle vie di drenaggio ricondotte a depressioni legate ai fontanili presenti nell'area e a veri e propri paleo alvei presenti sul livello modale della pianura.

Superficie limite superiore con profili di alterazione da poco a moderatamente evoluti.

3.3. Inquadramento Idrogeologico

Dal punto di vista idrogeologico, secondo i dati pubblicati da Avanzino et al., nel sottosuolo della provincia di Milano si sovrappongono tre unità idrogeologiche definite sulla base delle caratteristiche litologico-stratigrafiche e sulle modalità di circolazione delle acque sotterranee:

- litozona ghiaioso-sabbiosa, suddivisibile in una parte più superficiale (corrispondente al fluvioglaciale Würm ed ai depositi alluvionali), che ospita una falda libera, ed in una più profonda con presenza di conglomerati (corrispondente ai fluvioglaciali più antichi), talora sede di una falda semiconfinata. Le due parti sono localmente separate da modesti spessori di depositi semipermeabili e contengono il cosiddetto "acquifero tradizionale";
- litozona sabbioso argillosa, costituita da limi con livelli di sabbie con locali presenze di torbe (villafranchiano). Questa litozona è caratterizzata dalla presenza di falde semiconfinata e confinate che costituiscono il cosiddetto "acquifero profondo";
- litozona argillosa, costituita da argille marine di età calabriana ed ospitante falde di tipo confinato.

Tale suddivisione è stata aggiornata sulla base delle risultanze dello studio "Geologia degli Acquiferi Padani della Regione Lombardia", pubblicato nel 2002 dalla Regione Lombardia in collaborazione con Eni-Divisione Agip e del relativo "Aggiornamento geologico-stratigrafico" (marzo 2005). In tale studio si propone un modello geologico del sottosuolo della pianura a scala regionale, che individua quattro Gruppi Acquiferi sovrapposti (A, B, C e D), delimitati alla base dall'interfaccia acqua dolce/acqua salata.

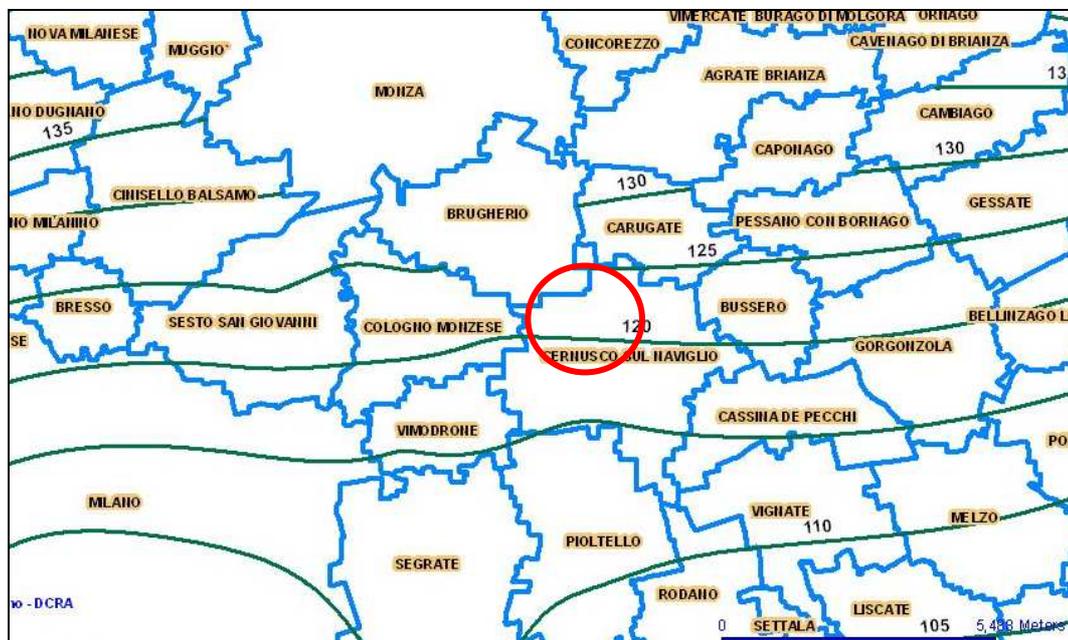
La struttura idrogeologica risulta quindi caratterizzata come di seguito riportato, dall'altro verso il basso:

- Gruppo Acquifero **A** (Olocene, Pleistocene Superiore – Pleistocene Medio) - corrispondente alla suddetta unità ghiaioso-sabbiosa, costituisce la porzione superiore del cosiddetto Acquifero Tradizionale;
- Gruppo Acquifero **B** (Pleistocene Medio); all'incirca corrispondente all'insieme delle suddette unità sabbioso-ghiaiosa e a conglomerati e arenarie, costituisce la porzione inferiore del cosiddetto Acquifero Tradizionale;

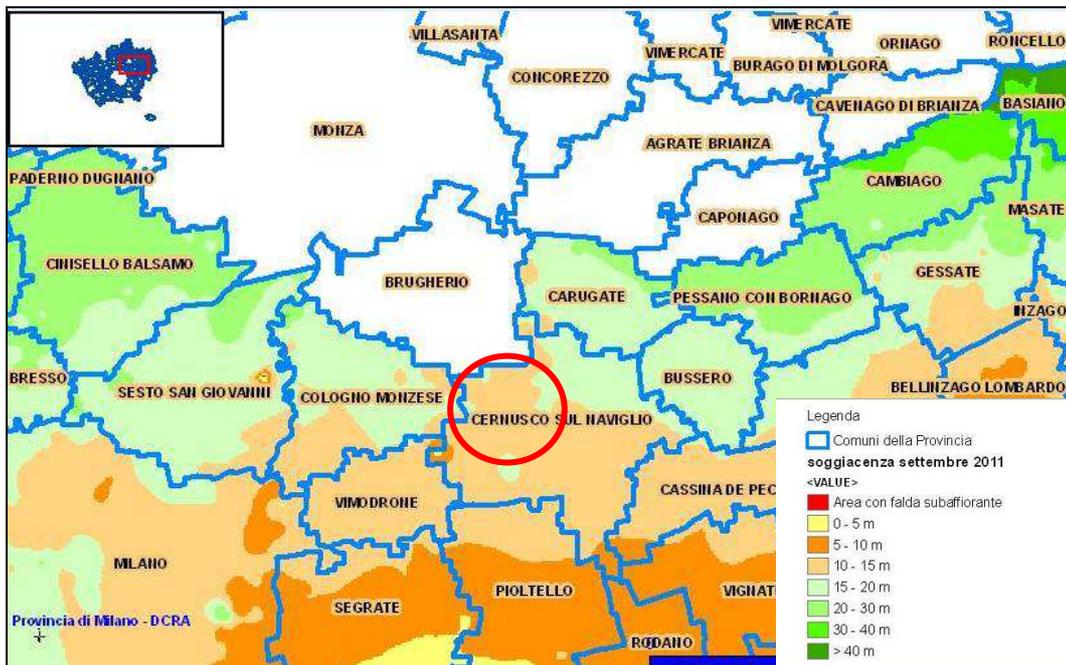
- Gruppo Acquifero **C** (Pleistocene Inferiore Siciliano ed Emiliano) corrispondente alla porzione superiore della suddetta unità sabbioso-argillosa;
- Gruppo Acquifero **D** (Pleistocene Inferiore Sanerniano) corrispondente alla porzione inferiore (Sanerniano) della suddetta unità sabbioso-argillosa.

I depositi che costituiscono il sottosuolo dell'area in oggetto, rappresentano la parte superiore dell'acquifero tradizionale e sono definiti, per la loro estensione areale, il "livello fondamentale della pianura".

Secondo i dati bibliografici, la soggiacenza della prima falda nella zona oggetto di indagine si attesta a circa 17 m da p.c. (corrispondente a circa 126 m slm), con direzione di flusso verso sud-sudovest. Dal sito della Provincia di Milano il livello medio di falda è compreso tra 125 e 130 m s.l.m.

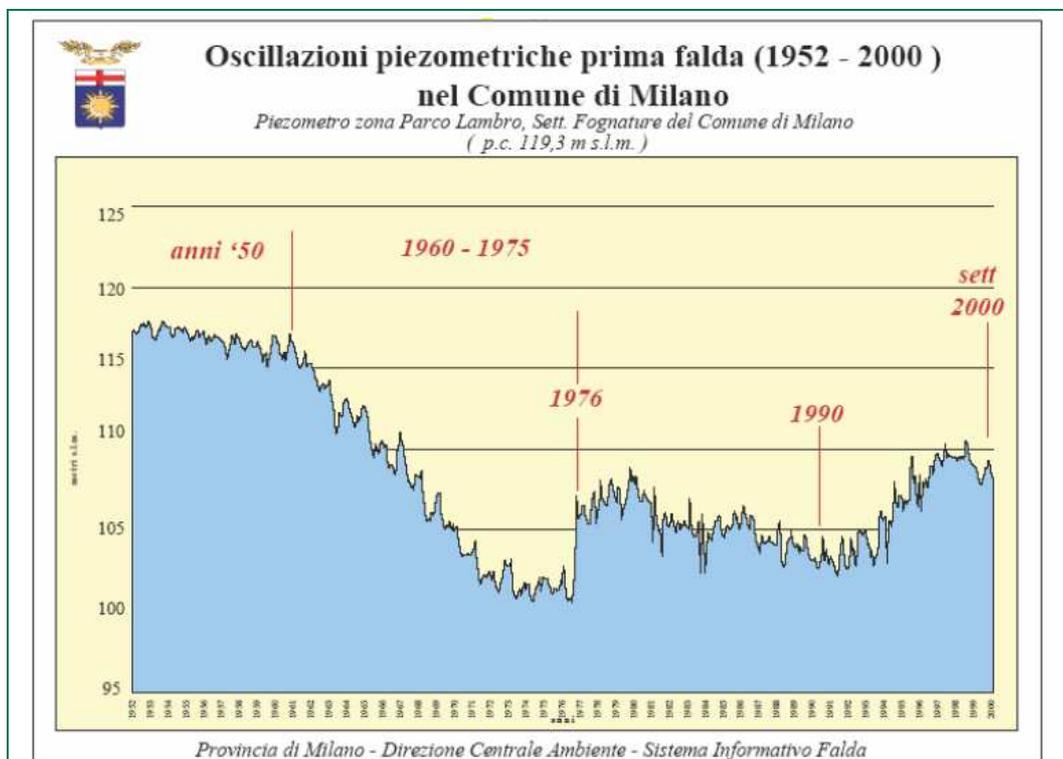


Schema 1: Piezometria Prima Falda – Marzo 2011 – quota m s.l.m.



Schema 2: Soggiacenza Prima Falda – Settembre 2011.

Per quanto riguarda la possibile variazione del livello di falda è plausibile aspettarsi un range di almeno 5 m di possibile risalita. Infatti la variazione del livello della prima falda nell'area urbana è regolata da fattori di origine naturale (afflussi meteorici, ecc.) e da fattori di tipo antropico (pompaggio per usi industriali e civili, ecc.).



Schema 3: Andamento storico livello piezometrico città di Milano (Provincia di Milano - SIF)

I dati a disposizione per il decennio 1990-2000 evidenziano che:

- i massimi livelli si sono registrati nel biennio '97-'98;
- negli anni '91-'97 la piezometrica è risalita mediamente più di un metro all'anno;
- tutti i piezometri di monitoraggio indicano un progressivo abbassamento del livello della falda da fine '97 inizio '98;
- A partire dagli ultimi mesi dell'anno 2000 (settembre-novembre) in più parti della città stata riscontrata una netta (e non prevedibile) inversione di tendenza caratterizzata da una progressiva risalita (anche marcata [1-2m]) della superficie piezometrica.

Sulla base delle considerazioni di cui ai punti precedenti, il livello della falda di progetto è ipotizzabile a quota di 132 m slm.

3.4. Idrografia Superficiale

Il territorio dell'area oggetto di studio è caratterizzato dalla presenza di una fitta rete idrografica rappresentata da un sistema di canalizzazioni a scopo irriguo (canali e rogge) e dalla rete naturale costituita dalle teste e dalle aste dei fontanili.

Sul lato sud est del sito è presente un lago di cava (Cascina Torriana Guerrina) che risulta in diretto contatto con la falda del primo acquifero.

4. CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA

4.1. Attività eseguite

Nella settimana dal 6 al 10 maggio 2013 sono state eseguite le seguenti attività:

- Esecuzione di indagine geofisica / magnetometrica sui punti di indagine finalizzata alla verifica dei servizi interrati;
- Verifica delle interferenze con Oledotto Sigemi, Metanodotto SNAM rete Gas, Fibra Ottica/cavi TELECOM, Cavi elettrici aerei ed interrati ENEL.
- Esecuzione di n. 5 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo con carotiere semplice diametro 131 mm e tubazione di rivestimento diametro 152 mm finalizzate al riconoscimento stratigrafico ed all'esecuzione di prove geotecniche in foro.
 - In particolare due sondaggi, S1 e S4 spinti fino a 30 m dal piano campana (p.c). locale, e tre sondaggi, S2, S3 e S5, spinti fino a 15 m da p.c;
 - In ciascun foro sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche in avanzamento (SPT) ad intervalli regolari di 1.5 m di perforazione.
- Rilievo del livello della falda sotterranea all'interno dei sondaggi
- Prelievo di n. 21 campioni rimaneggiati (un campione ogni 5 m) e n. 1 campione indisturbato con campionatore Shelby in uno strato coesivo alla quota di 28.5 m nel sondaggio S4.
- Esecuzione di analisi di laboratorio Geotecnico:
 - n 21 analisi granulometrica
 - n. 1 prova di taglio diretto su campione indisturbato.

L'ubicazione delle indagini in sito è riportata in planimetria nella Figura 1.

4.2. Sondaggi geognostici

Le stratigrafie dei sondaggi eseguite, insieme alla monografia alla documentazione fotografica relativa alle cassette catalogatrici sono riportate in **Allegato 1**.

La stratigrafia dei singoli sondaggi viene così riassunta:

- S1: prevalenza di ghiaia eterometrica poligenica ($\phi_{max}= 6$ cm) da arrotondata a subarrotondata con ciottoli ($\phi_{max} = 8\div 10$ cm) in matrice sabbiosa da medio-grossolana a

limosa. Si osservano alcuni livelli metrici di materiale sabbioso medio-fine con ghiaia eterometrica ed un livello di sabbia medio-fine limosa tra 18 e 19.5 m da p.c..

- S2: prevalenza di sabbia medio-fine con di ghiaia eterometrica poligenica ($\phi_{max}= 6$ cm) da arrotondata a subarrotondata con ciottoli ($\phi_{max} = 8\div 10$ cm); si osserva un livello di sabbia medio-fine limosa inglobante ghiaia eterometrica tra 0.7 e 1.5 m da p.c.. I primi 0.7 m da p.c. presentano una sabbia medio-fine limosa con frustoli vegetali.
- S3: prevalenza di sabbia medio-fine, anche limosa, con di ghiaia eterometrica poligenica ($\phi_{max}= 6$ cm) da arrotondata a subarrotondata con ciottoli ($\phi_{max} = 8\div 10$ cm); si osserva un livello di ghiaia eterometrica poligenica con sabbia tra 2 e 4.5 m da p.c.. I primi 0.5 m da p.c. presentano un limo sabbioso con frustoli vegetali.
- S4: prevalenza di ghiaia eterometrica poligenica ($\phi_{max}= 6$ cm) da arrotondata a subarrotondata con ciottoli ($\phi_{max} = 8\div 14$ cm) in matrice sabbiosa da eterometrica a debolmente limosa. I primi 1.2 m da p.c. si possono identificare come terreno di riporto; tra 1.2 e 2.8 m da p.c. si osserva un livello di limo sabbioso inglobante abbondante ghiaia. Alla profondità tra 28 e 29.2 m da p.c. si incontra un livello di limo debolmente argilloso localmente sabbioso, in cui è stato prelevato un campione con campionatore Shelby, seguito da un livello di sabbia limosa inglobante abbondante ghia.
- S5: i primi 7 m da p.c. si possono identificare come terreno di riporto formato da ghiaia angolare da sub arrotondata con sabbia eterometrica e ciottoli e presenza di abbondanti resti lateritici rossi. Segue un livello di sabbia medio fine limosa marrone inglobante ghiaia eterometrica anch'esso assimilabile a riporto. Mentre a partire da 13.5 m da p.c., si osserva un livello di ghiaia eterometrica da subarrotondata ad arrotondata con sabbia eterometrica.

La stratigrafia del sito può essere quindi così descritta:

Zona ad ovest del sito

La zona ad ovest del sito è composta, in prevalenza, da livelli di ghiaia eterometrica poligenica ($\phi_{max}= 6$ cm) da arrotondata a subarrotondata con ciottoli ($\phi_{max} = 8\div 14$ cm) in matrice sabbiosa da medio-grossolana a limosa intervallati da livelli di materiale sabbioso medio-fine, anche limoso.

I primi 0.5-1 m da p.c. sono terreno di riporto costituito, in prevalenza, da sabbia medio-fine limosa con frustoli vegetali.

Zona ad est del sito

Per la zona ad est del sito si conferma quanto osservato sui primi tre sondaggi ossia: livelli con prevalenza di ghiaia eterometrica poligenica ($\phi_{max}= 6$ cm) da arrotondata a subarrotondata con ciottoli ($\phi_{max} = 8\div 14$ cm) in matrice sabbiosa da eterometrica a debolmente limosa. Sul Sondaggio S4 si osserva un livello di limo debolmente argilloso localmente sabbioso tra 28 e 29.2 m da p.c..

Il sondaggio S5 differisce dal precedente mostrando nei primi 7 m da p.c. un terreno di riporto formato da ghiaia angolare da sub arrotondata con sabbia eterometrica e ciottoli e presenza

di abbondanti resti lateritici rossi seguito da un livello di sabbia medio fine limosa marrone inglobante ghiaia eterometrica.

Le Figura 4A e 4B riportano le sezioni stratigrafiche suddivise nei due settori Ovest ed Est del sito.

Nella Figura 4B, si evidenzia per il settore Est la presenza di materiale di riporto in prossimità della riva della Cava. E' presumibile che le operazioni di cava abbiano nel passato coinvolto materiale ghiaioso in prossimità del confine comunale e di concessione, che poi è stato ritombato per formare i gradoni vegetati della cava.

Nelle Sezioni stratigrafiche è anche riportato il livello di falda medio riscontrato nel periodo di indagine.

4.3. Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

All'interno delle perforazioni di sondaggio sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche tipo Standard Penetration Test (SPT). L'ubicazione dei tratti di prova ed l'esito delle prove sono riportati nelle stratigrafie dei sondaggi (**Allegato 1**).

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infissione nel terreno, mediante battitura in condizioni controllate, di un campionatore cavo munito di punta aperta tronco-conica (campionatore Raymond). La punta viene infissa nel terreno per tre tratti successivi di 15 cm ciascuno e per ciascuno di essi viene misurato il numero di colpi necessario per l'avanzamento.

Il valore di resistenza penetrometrica N_{SPT} corrisponde alla somma dei colpi necessari per l'avanzamento degli ultimi 30 cm. Viene convenzionalmente considerato "rifiuto" il caso in cui dopo 50 colpi l'avanzamento sia inferiore a 15 cm. In questo caso la prova viene interrotta anche per avanzamenti complessivi inferiori ai 45 cm.

Nel capitolo 6 vengono presentati i risultati in funzione del numero di colpi N_{SPT} misurato nelle diverse prove insieme all'interpretazione geotecnica delle prove.

4.4. Prove di laboratorio

Dal risultati delle prove di classificazione si evince che il terreno in sito (al di sotto del riporto e fino alle massime profondità indagate) è costituito da **ghiaia in abbondante matrice sabbiosa medio-grossolana**.

I campioni prelevati sono stati classificati e descritti sulla base della distribuzione granulometrica determinata mediante vagliatura ad umido (i certificati di laboratorio sono allegati nell'**Allegato 2**).

I risultati delle analisi sono riassunti nella seguente **Tabella 2**:

Nome Sondaggio	nome campione	D _a	a	<0,075mm	GHIAIA	SABBIA	LIMO	ARGILLA	D ₆₀	D ₅₀
		[m] da p.c.	[m] da p.c.	%	%	%	%	%	[mm]	[mm]
S1	CR.A	5,0	5,5	21	58	23	15	4	5,8	4
	CR.B	11,0	11,5	12	26	63	11	0	0,64	0,51
	CR.C	15,5	16,0	11	61	28	10	0	11	5,9
	CR.D	19,0	19,5	32	5	65	25	5	0,3	0,22
	CR.E	24,5	25,0	14	53	34	13	0	6,2	2,8
	CR.F	29,0	29,5	21	47	34	16	3	4,3	1,5
S2	CR.A	1,0	1,3	31	36	35	21	8	1,4	0,52
	CR.B	6,0	6,3	21	44	36	16	4	2,6	1,4
	CR.C	11,0	11,3	23	44	33	18	4	3	1,1
S3	CR.A	2,5	2,8	21	45	35	13	7	3,1	1,2
	CR.B	6,0	6,3	19	47	34	11	8	3,8	1,5
	CR.C	12,0	12,3	17	47	36	14	3	3,9	1,5
S4	CR.A	3,5	3,8	23	29	50	14	7	0,87	0,57
	CR.B	8,4	8,7	22	49	31	17	4	4,2	1,8
	CR.C	14,0	14,3	9	61	31	8	0	9,4	4,9
	CR.D	17,0	17,3	16	54	30	12	4	5,3	2,7
	CR.E	21,7	22,0	11	63	27	10	0	10	6,1
	CR.F	24,7	25,0	5	16	80	4	0	0,52	0,48
S5	CR.A	4,5	4,8	31	34	37	22	7	1	0,43
	CR.B	8,5	8,8	37	23	42	25	10	0,48	0,24
	CR.C	14,0	14,3	31	37	34	22	7	1,5	0,63
S4	Cl.n1 (shelby)	28,5	29,0	94	1	8	78	13	0,019	0,013
Peso di volume		18,77	kN/m3							
Umidità		28	%							
Limite Liquido		47,6	%							
Limite Plastico		31	%							
Indice Plastico		16,6	%							
Prova Taglio Diretto										
c'	Φ _{picco}	Φ _{residuo}								
kPa	°	°								
67	27	25								

Tabella 2 – Sintesi delle analisi in laboratorio

Per quanto riguarda il campione indisturbato Cl.n.1 prelevato dal Sondaggio S4 alla profondità compresa tra 28,5 e 29 m dal p.c. oltre alla caratterizzazione fisica del campione è stata svolta una prova di taglio diretto ed i limiti di Atterberg.

5. INQUADRAMENTO SISMICO

Negli ultimi anni la normativa sismica italiana, parallelamente a quella Europea, ha subito una forte evoluzione per adeguarsi alle nuove conoscenze ed esperienze acquisite in ambito scientifico e per adottare nuove e più recenti metodologie di lavoro.

La normativa sismica (D.M. 16 Gennaio 1996) in Italia, anteriormente al marzo 2003, suddivide il territorio nazionale in tre categorie di pericolosità (elevata, media e bassa). Per ciascuna categoria sono assegnati un grado di sismicità (S) ed un coefficiente di intensità sismica ($C=(S-2)/100$).

Lo spettro di progetto $S_a(T)$ si ottiene moltiplicando il coefficiente C (pari a 0.10g - 0.07g - 0.04g in ordine decrescente di pericolosità sismica) per una forma spettrale $R(T)$ indipendente dalle condizioni del sottosuolo. Questa normativa sismica non tiene conto, però, del ruolo del terreno sulla modifica di forme ed ordinate spettrali, se non con la moltiplicazione dello spettro per il coefficiente di fondazione e che di regola è unitario, salvo che per “terreni particolarmente compressibili” per i quali si consiglia di incrementare e fino a 1.3.

L'Ordinanza n°3274 del 20/03/03 e Norme Tecniche allegate, fa riferimento a metodologie più recenti in cui il moto sismico è caratterizzato anche in relazione alle condizioni locali. In tale direzione si è già mosso l'Eurocodice 8 (EC8) che stabilisce le regole per il progetto e la costruzione di strutture in zona sismica per i paesi membri della Comunità Europea. Secondo l'EC8, come anche secondo l'OPCM n. 3274, i territori nazionali vengono suddivisi in zone sismiche in funzione della pericolosità locale, descritta in termini di accelerazione orizzontale massima attesa alla superficie di un sito rigido di riferimento (a_g). I valori di accelerazione massima fissati nella nuova ordinanza per le zone 1, 2, 3 e 4 (rispettivamente 0.35g - 0.25g - 0.15g - 0.05g) recepiscono la proposta del G.N.D.T. (1985) e risultano maggiori di quelli della precedente normativa. La normativa richiede alle Regioni di eseguire la valutazione di a_g sul proprio territorio e quindi di assegnarli ad una delle zone della nuova classificazione.

Allo stato attuale la Regione Lombardia, con D.G.R. 7/14964 del 7/11/03, ha fornito solo alcune disposizioni preliminari per l'attuazione dell'ordinanza, confermando la classificazione dei territori comunali lombardi riportata nell'Ordinanza e l'adeguamento alle norme tecniche allegate.

Con la pubblicazione delle “Nuovo Testi Unici” (D.M. 14/01/2008 – Allegato A) sono state adottate definitivamente le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche. Tuttavia le 4 zone sismiche mantengono una funzione prevalentemente amministrativa. La Regione Lombardia ha stabilito nella D.G.R. n°8/7374 del 28/05/2008 (punto 1.4.3) che “la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell'OPCM 3274/03) individua unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria” e specifica altresì che “ai sensi del D.M. 14/01/2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell'All. B al citato D.M.”.

I dati riportati nell'All.B del D.M. 14/01/2008 coincidono per lo più con quelli riportati nell'Ord. 3519/2006, e sono in ogni caso determinabili mediante le coordinate geografiche e l'utilizzo di programmi applicativi, quali "Spettri-NTC ver.1.0.3" (vedi paragrafi successivi). Accedendo al link <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, si possono ottenere dati di pericolosità sismica e di a_g per diverse frequenze annuali di superamento, relativamente ai 10751 punti di una griglia in cui è stato diviso il territorio nazionale, (vedi anche All. A e Tab. A del D.M. 14/01/08). Per qualsiasi punto del territorio Italiano è quindi possibile calcolare i parametri di azione sismica grazie a formule di interpolazione definite nel suddetto allegato e nella recente Circolare esplicativa 617/09.

Con il Nuovo Testo Unico (D.M. 14/01/08) è divenuto vigente l'obbligo di eseguire la progettazione in prospettiva sismica in tutte le aree classificate in zona sismica. 1, 2 e 3 secondo l'OPCM 3274 e la D.G.R. 7/14964 del 7/11/03. Solo le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona sismica 4 possono essere progettate e verificate applicando le regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni enunciate nel Cap. 7 del D.M.14/01/08. Tuttavia le stesse NTC 2008, per siti ricadenti in zona sismica 4, ammettono metodi di calcolo previsti dalle normative precedenti (Cap. 2.7 del D.M. 14/01/08 - Verifiche alle Tensioni Ammissibili secondo il D.M. 14/02/92, il D.M. 20/11/87 ed il D.M. 11/03/88) per costruzioni di tipo 1 e 2 e per Classi d'Uso I e II; si prescrive che in tal caso le azioni sismiche debbano essere valutate secondo il D.M. 16/01/1996, assumendo pari a 5 il Grado di sismicità S.

Nella Regione Lombardia, in ottemperanza alla D.G.R. 7/14964 del 7/11/03, in zona sismica 4 la progettazione in prospettiva sismica è considerata obbligatoria per gli edifici e le opere di interesse strategico e/o rilevante, come definite dal D.d.u.o. 19904 del 21/11/03.

Il sito in oggetto ricade in una zona sismica 4 secondo l'OPCM 3274/2003, essendo in progetto l'edificazione di un'opera rilevante, come indicato nel D.d.u.o. 19904, si procede a valutare l'azione sismica sulla base della normativa attualmente vigente (D.M. 14/01/2008), utilizzando la definizione della pericolosità sismica italiana, prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), tramite il foglio di calcolo messo a disposizione nominato: Spettri-NTCver1.0.3.xls (di seguito nominato "Spettri-NTC").

5.1. Definizione dell'azione sismica di riferimento

L'opera in oggetto è situata in parte nel comune di Carugate ed in parte nel comune di Cernusco sul Naviglio. Le coordinate geografiche utilizzate per individuare il sito sono:

- Longitudine: 9.32600;
- Latitudine: 45.54700.

Nella Tabella 1 allegata alle citate NTC 2008, sono assegnati i valori dei seguenti parametri, rispetto ad una griglia di punti prefissati sul territorio:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Sulla base dei valori dei parametri fissati sulla griglia di punti utilizzando il file Spettri-NTC si ottengono i valori di a_g , T_c^* e F_0 riferiti alle coordinate del sito in esame.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Variabilità dei parametri ▶▶▶

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ▶▶▶

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Nella seguente tabella si riportano i valori dei parametri a_g , T_c^* e F_0 per i periodi di ritorno T_R considerati:

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,021	2,547	0,176
50	0,027	2,534	0,199
72	0,031	2,550	0,213
101	0,035	2,570	0,225
140	0,039	2,580	0,240
201	0,045	2,568	0,255
475	0,059	2,621	0,283
975	0,074	2,637	0,294
2475	0,098	2,675	0,308

5.2. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Sulla base delle indicazioni dei Progettisti, la valutazione delle azioni sismiche sulle opere trattate nella presente Relazione verranno valutate con riferimento a:

Vita nominale V_N : 50 anni (opere ordinarie, opere infrastrutturali di dimensioni contenute o di importanza normale)

Classe d'uso C_u : III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti).

Il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica è pertanto pari a:

5.3. Periodo di ritorno dell'azione sismica TR

Definita la vita di riferimento dell'opera, in funzione della probabilità di superamento P_{Vr} definita dalle NTC 2008, si ottengono tramite Spettri-NTC i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R riportati nella seguente tabella:

Stati Limite		P_{Vr} (%)	T_R (anni)
Stati Limite di Esercizio SLE	SLO	81	45
	SLD	63	75
Stati Limite Ultimi SLU	SLV	10	712
	SLC	5	1462

Tabella 3 - Valori delle probabilità di superamento PVR e dei periodi di ritorno TR al variare dello Stato Limite considerato.

Nella presente figura si riporta l'output della Fase 2 del file Spettri-NTC:

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametrizzazione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

5.4. Accelerazione massima attesa su suolo rigido

Per i tempi di ritorno sopra definiti, si ottengono le seguenti accelerazioni massime attese su suolo rigido dei parametri a_g , T_c^* e F_0

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.026	2.536	0.194
SLD	75	0.032	2.552	0.215
SLV	712	0.067	2.630	0.289
SLC	1462	0.083	2.654	0.300

5.5. Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in accordo con le prescrizioni delle NTC 2008, è necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento ottenute a partire dalla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio

$V_{S,30}$ entro i primi 30 m di profondità. Non avendo a disposizione la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio, la classificazione verrà fatta utilizzando, essendo in presenza di terreni prevalentemente a grana grossa, i valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*) $N_{SPT,30}$ definita dalla seguente:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}} \quad (3.2.2)$$

Calcolando i valori di $N_{SPT,30}$ per i 5 SPT eseguiti in sito si ottengono i risultati mostrati nella seguente tabella:

	S1	S2	S3	S4	S5
$N_{SPT,30}$	52.0	14.6	45.5	41.3	22.7

Analizzando la tab 3.2.II della NTC 2008, di seguito riportata, si osserva che considerando i sondaggi S1, S3, S4 ed S5 il sito in esame ricade nella categoria C avendo valori di $N_{SPT,30}$ compreso tra i seguenti valori:

$$15 < N_{SPT,30} < 50$$

I risultati ottenuti nel sondaggio S2 hanno valore di $N_{SPT,30}$ al limite della classe C, $N_{SPT,30} = 14.6 \cong 15$.

Considerando che si prevede di verificare, con ulteriori indagini, i risultati ottenuti nel sondaggio S2, si trascura il valore limite del sondaggio S2 e si ipotizza che il sito possa essere considerato appartenente alla categoria C: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*.

Analizzando la tab 3.2.II delle NTC 2008, di seguito riportata, si osserva che considerando i sondaggi S1, S3, S4 ed S5 il sito in esame ricade nella categoria C. Con i risultati ottenuti nel sondaggio S2 il sito ricadrebbe nella categoria D:

Questa anomalia, dovuta ad un numero ridotto di SPT nei primi 5 m del sondaggio S2, va approfondita per cui si suggerisce un'integrazione di indagine in prossimità di tale zona ad esempio con uno stendimento di geofisica che possa confermare la categoria C per tutta l'area.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ 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).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

5.6. Condizioni topografiche

Il sito oggetto di studio ricade, analizzando la tab 3.2.IV delle NTC 2008, nella categoria T1 ossia: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ "

5.7. Accelerazione massima attesa in sito

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui

a_g = Accelerazione massima su sito rigido;

S_S = Coefficiente d'amplificazione stratigrafica;

S_T = Coefficiente d'amplificazione topografica.

Il coefficiente d'amplificazione stratigrafica S_S con riferimento al suolo di Categoria C viene valutato con il file Spettri-NTC ed assume il valore:

$$S_S = 1.5.$$

Il coefficiente d'amplificazione topografica S_T per categoria T1 assume il valore:

$$S_T = 1.$$

Stato Limite	T_R	a_g	a_{max}
	[anni]	[g]	[g]
SLO	45	0.026	0.039
SLD	75	0.032	0.048
SLV	712	0.067	0.101
SLC	1462	0.083	0.125

5.8. Azione sismica per opere di fondazioni superficiali

Con riferimento all'approccio pseudo-statico che consiste nell'aggiungere ai carichi statici di progetto una forza rappresentativa della forza di inerzia prodotta dal passaggio delle onde sismiche nella massa di terreno, l'azione sismica viene calcolata considerando il seguente coefficiente sismico:

$$k_{hk} = \beta a_{gl}$$

dove β è ricavabile dalla tab. 7.11.1 delle NTC 2008, di seguito riportata, e a_g è il valore di accelerazione

massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni calcolato nel precedente paragrafo-

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel paragrafo 7.1 delle NTC 2008 viene precisato che in mancanza di espresse indicazioni in merito al rispetto degli stati limiti ultimi e di esercizio da parte del progettista dell'opera, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLD*;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo *SLV*.

Conseguentemente la azione sismica da utilizzare nelle verifiche delle fondazioni deve essere valutato secondo lo stato limite *SLV* con $a_{max} = 0,101$ ossia:

$$k_{hk} = 0,24 \cdot 0,101 = 0,024$$

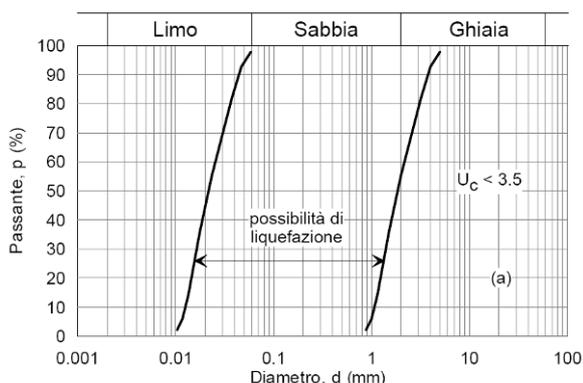
5.9. Stabilità nei confronti della liquefazione

La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate o con metodologie di carattere semi-empirico. Nei metodi di analisi avanzata si deve tenere conto della natura polifase dei terreni, considerando l'accoppiamento tra fase solida e fase fluida, e si deve descrivere adeguatamente il comportamento meccanico delle terre in condizioni cicliche.

Le metodologie di carattere semi-empirico possono permettere una verifica di tipo puntuale o una verifica di tipo globale.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

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 $qc_{1N} > 180$ 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 qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



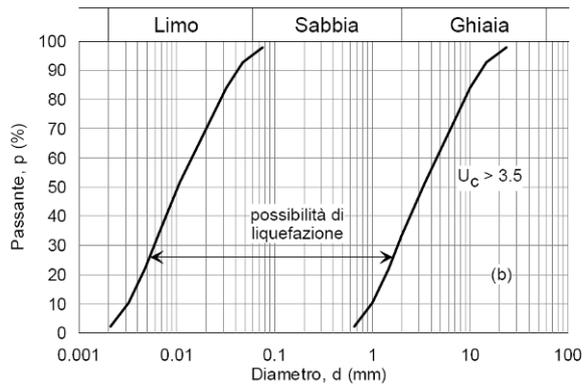


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5.

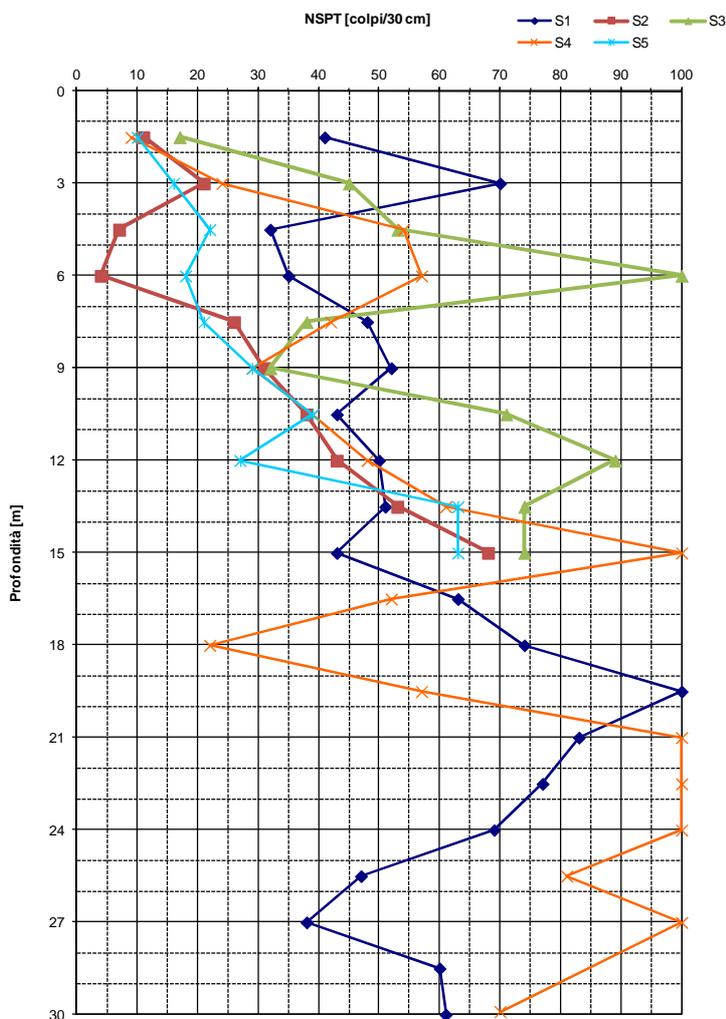
Sulla base della nuova zonazione sismogenetica ZS9 prodotta dall'ingv M<5 quindi si esclude la verifica alla liquefazione.

6. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

La caratterizzazione geotecnica dei terreni in posto è stata condotta con riferimento ai risultati delle prove SPT eseguite in foro (Allegato 1), delle prove di caratterizzazione granulometrica (Allegato 2) e della prova di taglio diretto effettuata sul terreno prelevato alla quota di 28.5 m nel sondaggio S4.

6.1. Dati SPT misurati

Nella seguente figura è illustrato l'andamento in funzione della profondità da piano campagna dei valori N_{spt} misurati in sito nei 5 sondaggi eseguiti.



6.2. Correzioni preliminari del dato SPT misurato

Il numero di colpi NSPT misurato nelle diverse prove è stato normalizzato utilizzando le seguenti correzioni.

Ai valori di N_{spt} calcolati in sito non si è applicata la correzione per la presenza della falda suggerita da Terzaghi-Peck (1948) che prevede nel caso sabbie fini sotto falda con valori misurati di $N_{spt} > 15$ l'applicazione della seguente: $N_{spt_w} = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$; in quanto i terreni analizzati hanno mostrato la presenza di sabbie da medio fini a grossolane e ghiaie (riscrivere bene).

I valori misurati di SPT sono stati moltiplicati per il parametro del rendimento normalizzato del sistema di infissione ER_M , che per il sistema in esame viene assunto pari al 60% sulla base di dati di letteratura (Skempton, 1986). Si ottiene quindi la seguente

$$N_{60} = N_{spt_w} (ER_M / 60) = N_{spt_w} \cdot 1$$

I valori di N_{60} ottenuti sono stati moltiplicati per i coefficienti di Skempton (1986) e si ottiene il valore N'_{60} . I valori dei coefficienti di Skempton sono pari a;

- $2 / (1 + \sigma'_{vo} / Pa)$ per sabbie fini di densità media
- $3 / (2 + \sigma'_{vo} / Pa)$ per sabbie grossolane dense

dove σ'_{vo} è la tensione litostatica presente in sito e Pa è la pressione atmosferica.

Per determinare i parametri del terreno sono state applicate le seguenti correlazioni interpretative delle prove SPT.

Per la determinazione della densità relativa (Dr) è stata usata la correlazione proposta da Terzaghi-Peck (1948) che prevede

$$Dr^2 = A N'_{60}$$

Con il parametro A pari a

- sabbie fini $A = 55$
- sabbie medie $A = 60$
- sabbie grossolane $A = 65$.

Per i sondaggi S1, S2 e S3 è stato utilizzato il parametro A pari a 60, nei sondaggi S4 e S5 il parametro A pari a 65.

Per il calcolo dell'angolo di resistenza al taglio efficace (ϕ') è stata usata la correlazione proposta da De Mello (1971):

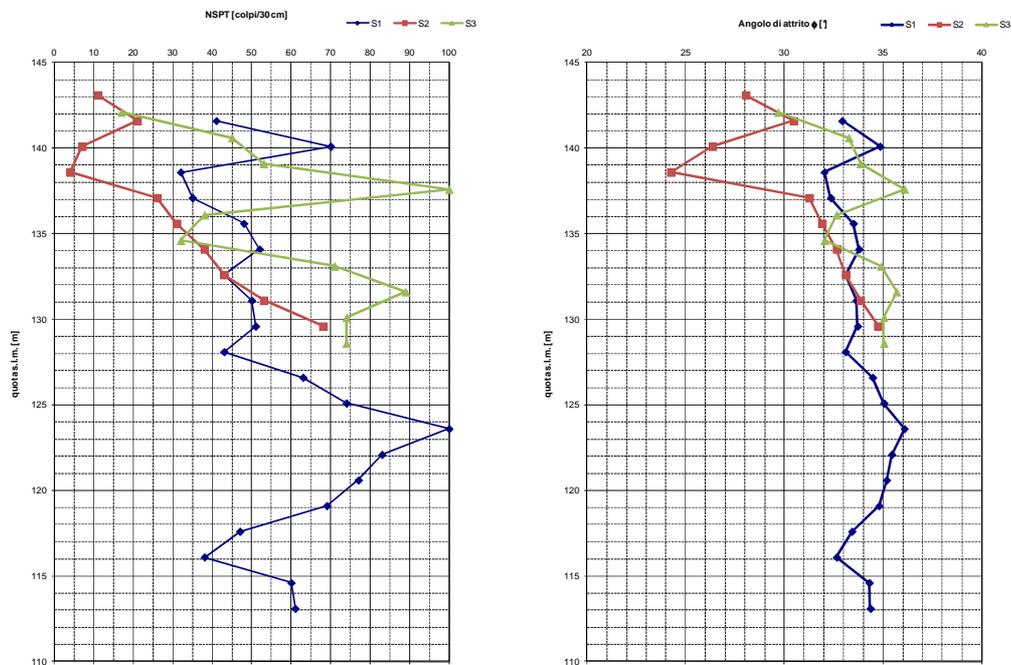
$$\phi' = 19 - 0.38 \sigma'_{vo} + 8.73 \log(N_{spt})$$

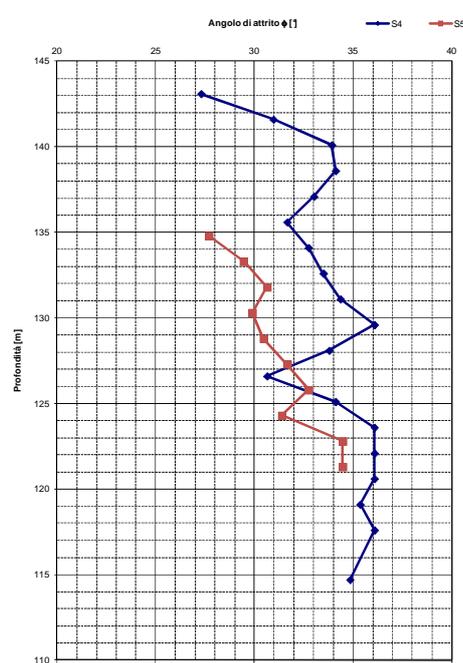
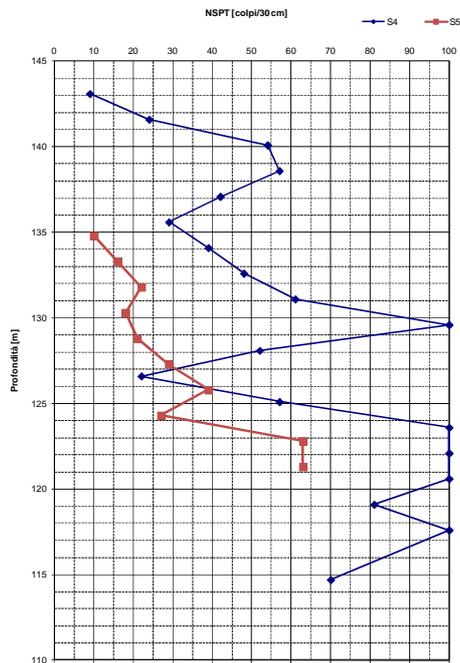
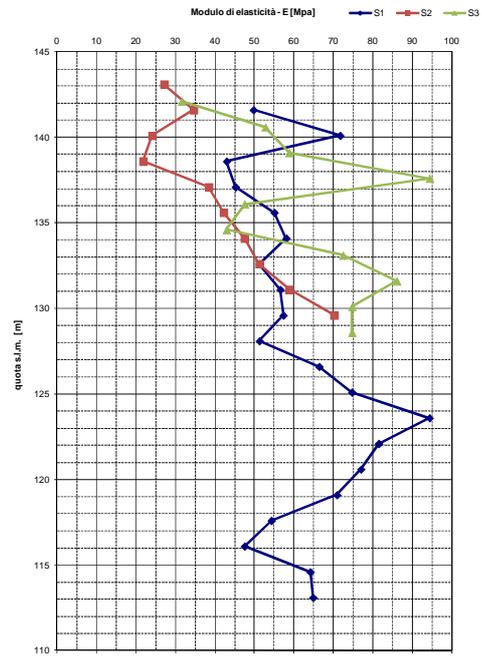
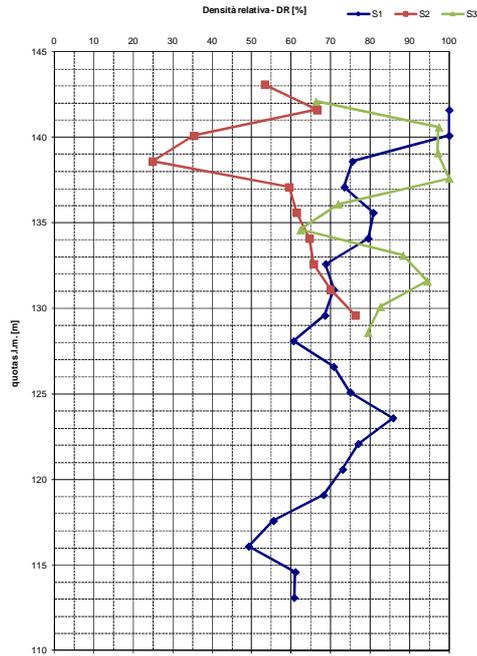
Per il calcolo delle caratteristiche di deformabilità del terreno si utilizza la correlazione di D'Appolonia (1970), che restituisce il valore del modulo di elasticità di Young (E) medio, in condizioni deformative tipiche di fondazioni:

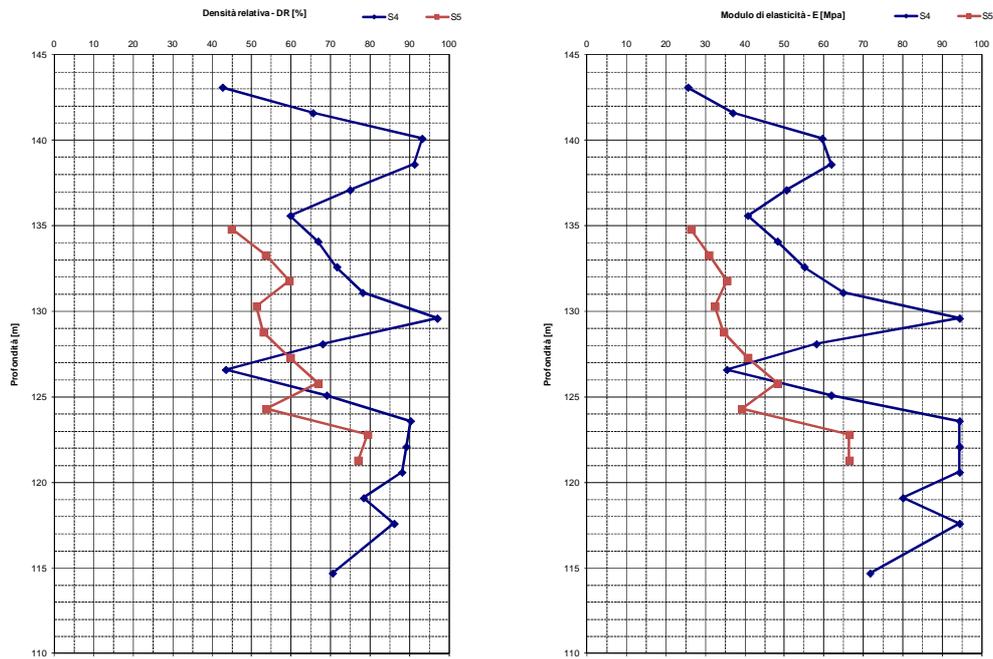
$$E = 0.756 N_{spt} + 18.75$$

6.3. Sintesi dei risultati

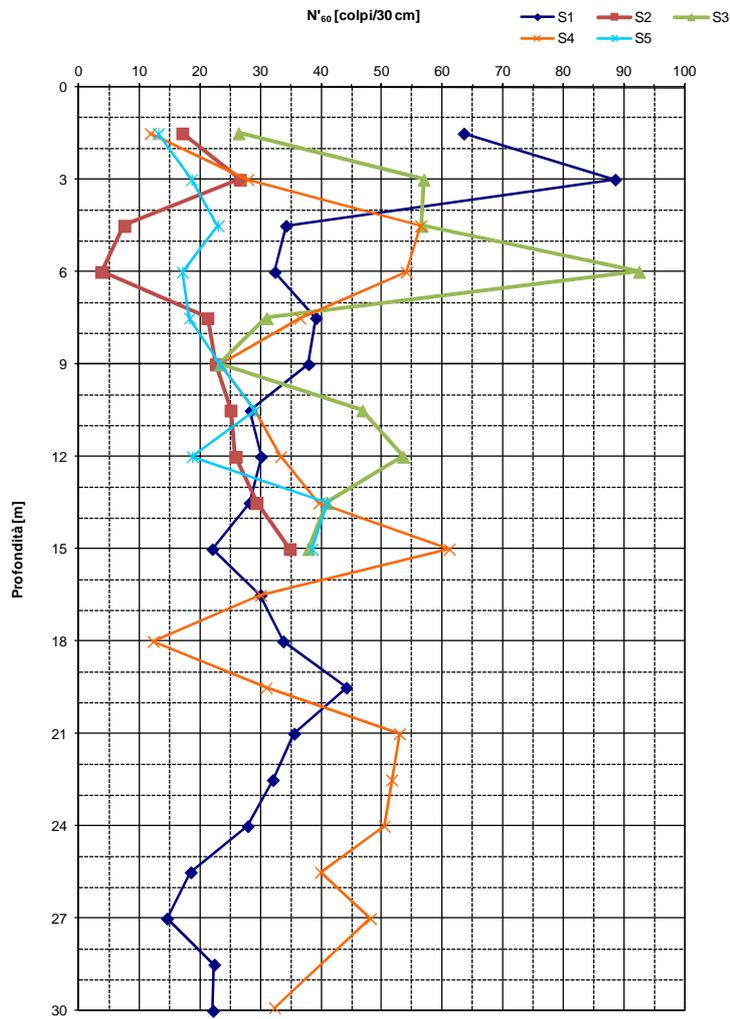
Nelle figure seguenti sono riportati i risultati riferiti alla quota sul livello del mare dei sondaggi suddivisi in una prima zona contenente i sondaggi S1, S2 e S3 posizionati a ovest del sito e i sondaggi S4 e S5 posizionati a est del sito. Le figure a sinistra riportano i valori riferiti alla profondità da p.c., le figure a destra sono riferite alla quota sul livello del mare [s.l.m.].







Nella seguente figura è illustrato l'andamento in funzione della profondità da piano campagna dei valori N_{spt} corretti N'_{60} per i 5 sondaggi eseguiti.



7. PARAMETRI GEOTECNICI "CARATTERISTICI"

Si riportano di seguito i valori dei parametri caratteristici (indicati con pedice k) di resistenza al taglio e di deformabilità. Per la definizione dei valori di "design" si rimanda al Capitolo 10.

Zona ad ovest del sito

In prossimità del sondaggio S1:

$$\phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 32^\circ$$

In prossimità del sondaggio S2:

$$0-10 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 24^\circ$$

$$\text{Da } 10 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 32^\circ$$

In prossimità del sondaggio S3:

$$0-3 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 28^\circ$$

$$\text{Da } 3 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 32^\circ$$

Il modulo elastico si assume per tutta la zona ad ovest del sito pari a:

$$0-10 \text{ m da p.c.: } E' = \text{modulo di Young caratteristico} = 20\text{MPa}$$

$$10-20 \text{ m da p.c.: } E' = \text{modulo di Young caratteristico} = 30\text{MPa}$$

$$20-30 \text{ m da p.c.: } E' = \text{modulo di Young caratteristico} = 40\text{MPa}$$

Zona ad est del sito

In prossimità del sondaggio S4:

$$0-3 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 26^\circ$$

$$3-5 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 28^\circ$$

$$5-15 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 32^\circ$$

$$15-20 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 30^\circ$$

$$\text{Da } 20 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 32^\circ$$

In prossimità del sondaggio S5:

$$0-3 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 26^\circ$$

$$3-9 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 28^\circ$$

$$\text{Da } 9 \text{ m da p.c.: } \phi'_k = \text{angolo di attrito caratteristico} = 30^\circ$$

Il modulo elastico si assume per tutta la zona ad est del sito pari a:

0-10 m da p.c.: $E' =$ modulo di Young caratteristico = 20MPa

10-20 m da p.c.: $E' =$ modulo di Young caratteristico = 30MPa

20-30 m da p.c.: $E' =$ modulo di Young caratteristico = 40MPa

8. VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE

8.1. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) prevede che sia rispettata, per ogni stato limite ultimo, la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$.

Mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

L'effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto F_k , dei parametri di progetto X_k/γ_M e della 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 è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione 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.

Gli stati limite ultimi da considerare sono i seguenti:

EQU – perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

STR – raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

GEO – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

HYD – erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici

8.2. Coefficienti parziali

Nelle tabelle seguenti si riportano i coefficienti parziali per le azioni, o per l'effetto delle azioni, e per i parametri geotecnici del terreno.

I coefficienti di sicurezza totali sulla resistenza calcolata (γ_R) vengono riportati nei capitoli successivi contenenti le verifiche delle singole opere geotecniche.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

8.3. Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la

funzionalità dell'opera. È quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali, gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo.

9. OPERE DI FONDAZIONE

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate, secondo NTC 2008, contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Poiché al momento non è ancora stata definita l'opera da realizzare, si procederà a valutare la resistenza e a calcolare i cedimenti diretti per una serie di fondazioni superficiali isolate e per tipologie di pali generalmente utilizzati in terreni analoghi.

Una volta definite le opere di fondazione definitive bisognerà verificare che rispettino le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità. Inoltre dovranno essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

10. FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali. Non avendo indicazioni sulla struttura in elevazione, viste le caratteristiche stratigrafiche, si prevedono le seguenti profondità del piano di posa:

- per fondazioni superficiali eseguite in prossimità del Sondaggio S1 e S3 si prevede una profondità maggiore di 1 m;
- per fondazioni superficiali eseguite in prossimità dei Sondaggi S2, S4 e S5 si prevede una profondità maggiore di 3 m.

Si osserva che la circolare n. 617 suggerisce che il piano di posa in una fondazione, appartenente o non ad un unico manufatto, sia tutto allo stesso livello. Quindi nella fase di progettazione delle fondazioni si dovrà tenere conto di tale indicazione.

10.1. Verifiche agli stati limiti ultimi (SLU)

Come indicato nelle NTC 2008, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Vista l'assenza in sito di strati di terreno fine, si considera unicamente la verifica a lungo termine.

Le verifiche, $E_d \leq R_d$, devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali.

Nel caso in esame essendo in un sito posizionato in zona pianeggiante **si esclude la verifica di stabilità globale.**

La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II delle NTC 2008 e 6.4.I riportata di seguito, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M1+R2)

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Non avendo ancora definito le opere di fondazione, la verifica della resistenza negli elementi strutturali (STR) delle fondazioni non verrà effettuata. Ossia la verifica con l'approccio 1, combinazione 1 non verrà effettuata.

A favore di sicurezza nel seguito si riporteranno i calcoli per entrambi gli approcci 1 e 2.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

10.2. Verifica collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Per il calcolo del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno si procederà a valutare la capacità portante limite del terreno di fondazione (carico a rottura) facendo riferimento ai tradizionali metodi basati sulla teoria dell'equilibrio limite così come originariamente proposti da Brinch-Hansen (1970) per terreno omogeneo.

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

nella quale:

- q_{lim} = portata limite;
- γ = peso di volume efficace;
- z_w = distanza tra la quota della falda e la quota di imposta della fondazione;
- B' = lato minore della fondazione efficace equivalente;
- N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;

- s_γ, s_c, s_q = fattori di forma;
- d_γ, d_c, d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
- i_γ, i_c, i_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_γ, b_c, b_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_c, g_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

Con ϕ' si definisce nel seguito l'angolo di attrito di "design" ϕ'_d ottenuto moltiplicando l'angolo di attrito caratteristico ϕ'_k per il rispettivo coefficiente parziale, M1 o M2, dei parametri geotecnici.

I fattori inseriti nella formula generale sono definiti dalle seguenti espressioni:

- fattori di capacità portante (Vesic, 1975)

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan \phi')} \cdot \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \frac{1}{\tan \phi'}$$

- fattori di forma della fondazione (De Beer, 1967)

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi'$$

$$s_c = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

con L' = lato maggiore della fondazione efficace equivalente

- fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa (Brinch-Hansen, 1970)

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B'} \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2, \text{ per } D/B' \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right), \text{ per } D/B' \geq 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

con D = approfondimento del piano di posa al di sotto del piano campagna

- fattori dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$m_B = \frac{2 + B' / L'}{1 + B' / L'}$$

$$m_L = \frac{2 + L' / B'}{1 + L' / B'}$$

$$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta + m_B \cdot \sin^2 \vartheta$$

$$\vartheta = \arctg \left(\frac{T_B}{T_L} \right)$$

con H = carico orizzontale

N = carico verticale.

T_B = carico orizzontale in direzione B

T_L = carico orizzontale in direzione L

- fattori dipendenti dall'inclinazione del piano di posa della fondazione (Brinch-Hansen, 1970)

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

con α = inclinazione del piano di posa;

- fattori dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Brinch-Hansen, 1970)

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$$

con ω = inclinazione del piano campagna;

Le dimensioni della fondazione efficace equivalente B' e L' , sono calcolati, in presenza di carichi eccentrici, con il criterio proposto Meyerhof (figura n.9.2) che prevede di calcolare la capacità del terreno con riferimento all'area "netta" (B', L'):

$$B' = B - 2e_1$$

$$L' = L - 2e_2$$

dove:

L, B = dimensioni "reali" della fondazione;

e_1, e_2 = eccentricità del carico nelle direzioni considerate.

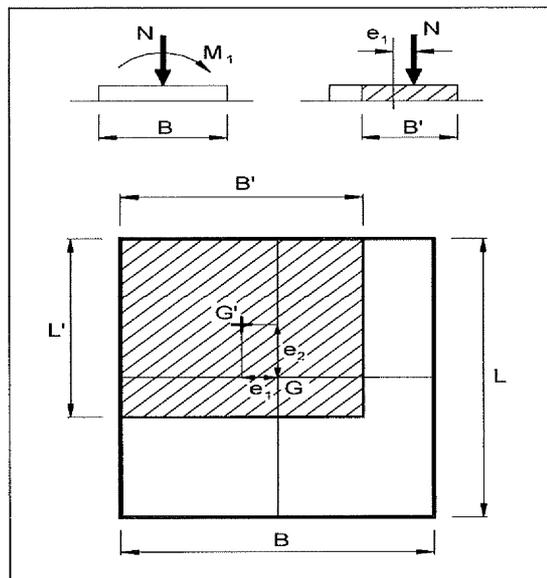


Figura 9.2 – Criterio di Meyerhof per il calcolo della fondazione reagente

Per tener conto dell'influenza della falda sul terreno sottostante il piano di fondazione si fa riferimento ad un peso di volume corretto (γ_c) secondo il seguente procedimento (Si veda anche Figura 9.3):

$$\gamma_c = \gamma_w (z_w / B) + (\gamma - \gamma_w) \text{ se } 0 \leq z_w \leq B$$

$$\gamma_c = \gamma \text{ se } z_w \geq B$$

dove:

z_w = distanza tra il piano d'imposta della fondazione e la falda.

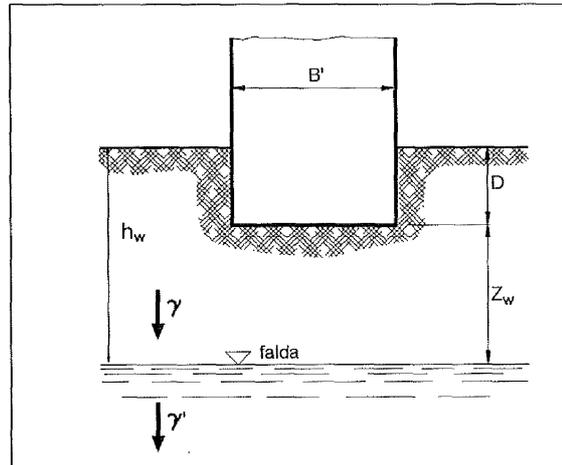


Figura 9.3 – Influenza della falda

10.3. Capacità portante limite in condizioni sismiche

Per l'analisi della capacità portante del terreno in presenza di sisma, oltre alle forze inerziali dovute alle masse in elevazione, occorre tenere conto della forza inerziale agente sul volume di terreno in potenziale movimento.

A tale proposito si può fare riferimento al metodo di calcolo proposto da Paolucci e Peker (1997) (basato su un approccio di tipo cinematico) che prevede l'impiego delle stesse formulazioni di cui alle condizioni statiche ma tenendo conto di fattori di capacità portante ($N_{\gamma-e}$, N_{q-e} , N_{c-e}) ridotti rispetto a quelli statici ($N_{\gamma-s}$, N_{q-s} , N_{c-s}) grazie ad opportuni fattori (z_γ , z_q , z_c):

$$N_{\gamma-e} = z_\gamma N_{\gamma-s}$$

$$N_{q-e} = z_q N_{q-s}$$

$$N_{c-e} = z_c N_{c-s}$$

I fattori riduttivi (z_γ , z_q , z_c) vengono definiti in funzione dei parametri di resistenza al taglio del terreno di fondazione e del coefficiente pseudo-statico di progetto (k_h) mediante le seguenti espressioni:

$$z_\gamma = z_q = (1 - k_h / \tan\phi')^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.34 k_h$$

Come indicato nel paragrafo 2.3 il valore di k_h caratteristico è pari a:

$$k_{hk} = 0,024$$

Il D.M. 14.01.2008 suggerisce di applicare la correzione, con le formule viste sopra, solo al fattore N_γ , ponendo quindi $z_q = z_c = 1$.

10.4. Verifiche eseguite

Come descritto precedentemente, non avendo indicazioni sulla struttura in elevazione e quindi non essendo note le combinazioni dei carichi cui sono soggette le fondazioni, il calcolo è stato svolto considerando che i carichi applicati abbiano momento (M) nullo. Sulla base di tale assunzione, il carico risulta centrato rispetto alla fondazione e pertanto nel calcolo riportato nella presente le dimensioni della fondazione efficace equivalente e di quella reale coincidono.

Il calcolo della capacità portante limite è stato eseguito prendendo in considerazione i seguenti dimensionamenti:

B' = dimensione efficace della fondazione equivalente = 2, 3, 4 m;

L'/B' = rapporto tra lunghezza e larghezza efficaci della fondazione equivalente = 1, 1.5;

D = approfondimento del piano di posa al di sotto del piano campagna = 1 m;

H/N = rapporto tra le componenti orizzontale e verticale del carico = 0%, 5%, 10%;

ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico = 24°, 28°, 32°.

La capacità portante limite è stata calcolata tenendo conto dei seguenti valori dei coefficienti parziali dei parametri geotecnici e delle resistenze:

Condizioni statiche	Approccio 1	Combinazione 2	M2+R2
	Approccio 2		M1+R3
Condizioni sismiche *	Approccio 1	Combinazione 2	M2+R2
	Approccio 2		M1+R3

* si applica il fattore riduttivo z_γ al calcolo della q_{lim}

Il risultato è stato diagrammato in abachi in cui nell'asse delle ascisse si riporta la base B' della fondazione e nelle ordinate la capacità portante limite. Per ogni abaco si fissa il valore di ϕ'_k si calcola il valore di design ϕ'_d in base all'approccio di verifica scelto e si riportano tre curve rappresentanti i 3 possibili rapporti di carico tra la componente orizzontale e verticale per 2 valori diversi di L'/B' .

Nota quindi la geometria della fondazione e la combinazione dei carichi cui sono soggette le fondazioni, moltiplicate per i coefficienti parziali delle azioni A_1 , A_2 riportati nella seguente tabella, è possibile verificare per ogni approccio la: $E_d \leq R_d$.

Si fa osservare che nel caso in cui il carico trasmesso alla fondazione prevedesse dei momenti bisognerebbe valutare le dimensioni efficaci della fondazione, come indicato nei paragrafi precedenti, e conseguentemente non è più possibile avvalersi degli abachi qui mostrati.

Condizioni statiche	Approccio 1	Combinazione 2	M2+R2	A2
	Approccio 2		M1+R3	A1
Condizioni sismiche	Approccio 1	Combinazione 2	M2+R2	$\gamma_E = 1$
	Approccio 2		M1+R3	$\gamma_E = 1$

I coefficienti parziali delle azioni per la progettazione di strutture soggette ad azioni sismiche sono posti pari a 1, $\gamma_E = 1$ come da indicazioni delle NTC 2008 (Cap 7.11.1 del D.M. 14/01/08 e Cap. C.7.11.5.3.1 della Circ. 617/09)

Si fa presente che sono stati scelti 3 diversi angoli di attrito caratteristico in modo da poter valutare la capacità portante di fondazioni posizionate in prossimità dei diversi sondaggi a profondità differenti.

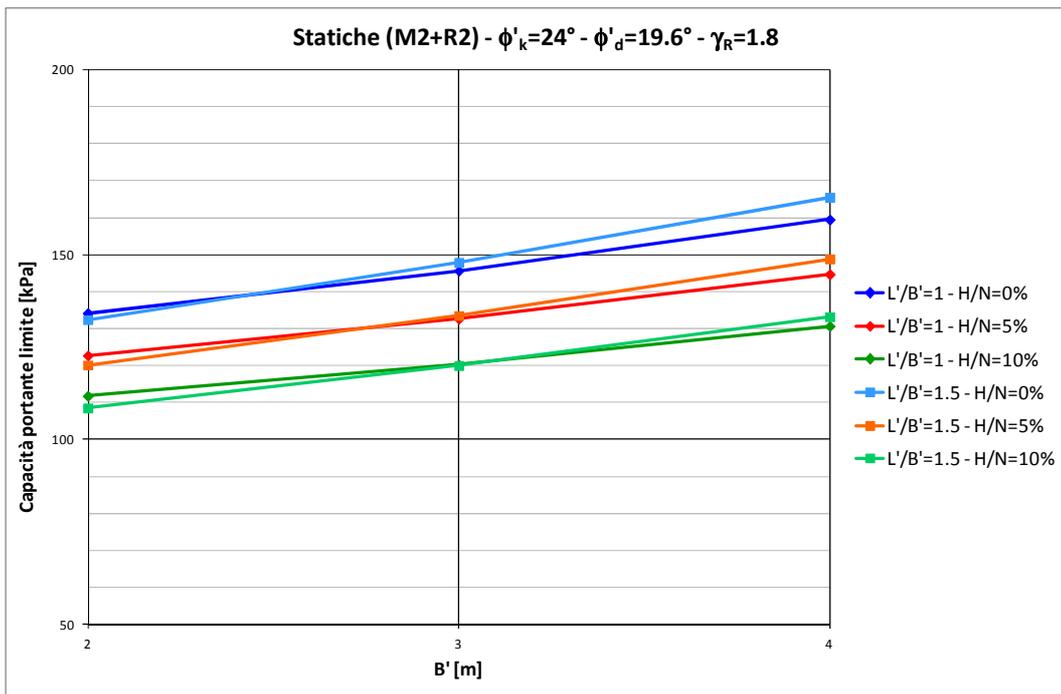
L'angolo di attrito caratteristico pari a $\phi'_k = 24$ permette di valutare la capacità portante di fondazioni posizionate a profondità variabile tra 3 e 10 m da p.c. in prossimità del sondaggio S2.

L'angolo di attrito caratteristico pari a $\phi'_k = 28$ permette di valutare la capacità portante delle fondazioni:

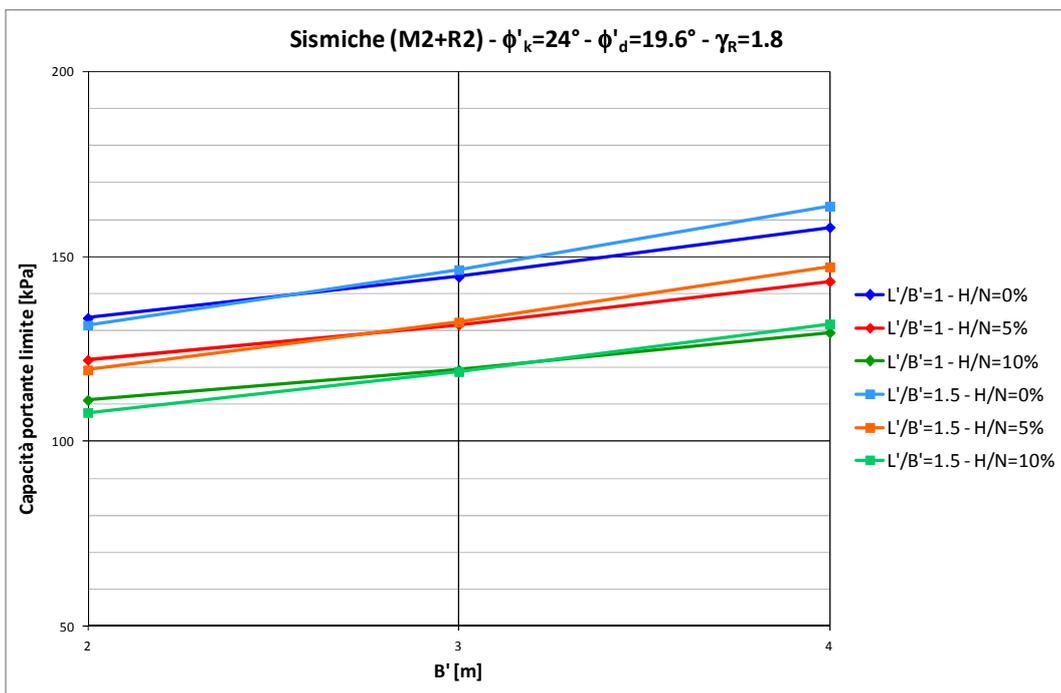
- posizionate a profondità variabile tra 1 e 3 m da p.c. in prossimità del sondaggio S3;
- posizionate a profondità variabile tra 3 e 5 m da p.c. in prossimità del sondaggio S4;
- posizionate a profondità maggiore di 3 m da p.c. in prossimità del sondaggio S5.

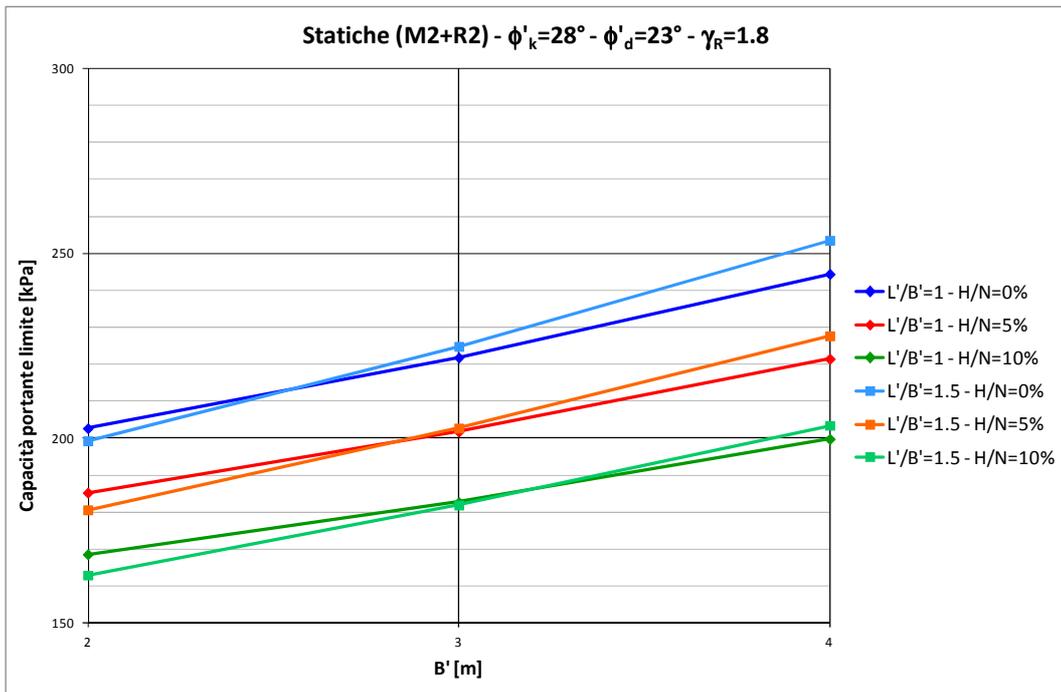
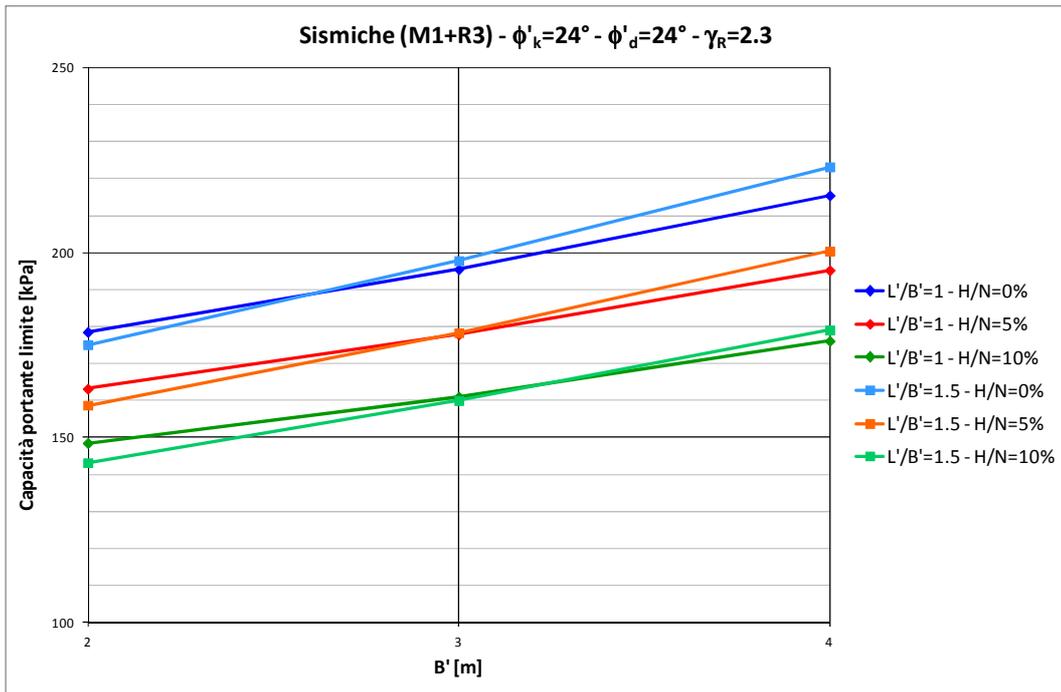
L'angolo di attrito caratteristico pari a $\phi'_k = 32$ permette di valutare la capacità portante delle fondazioni:

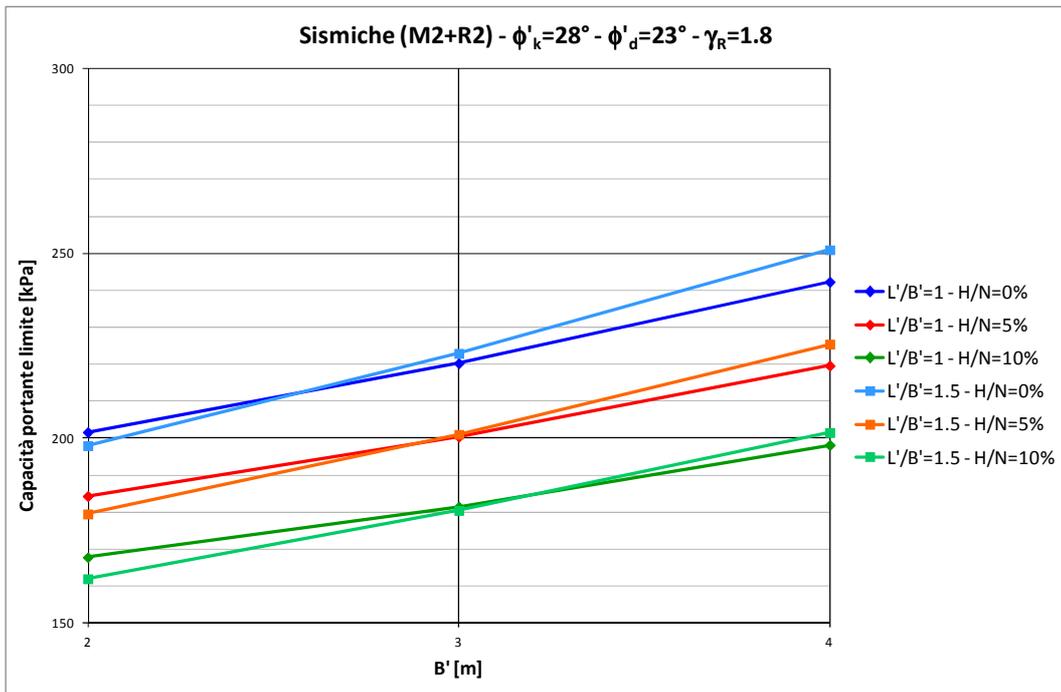
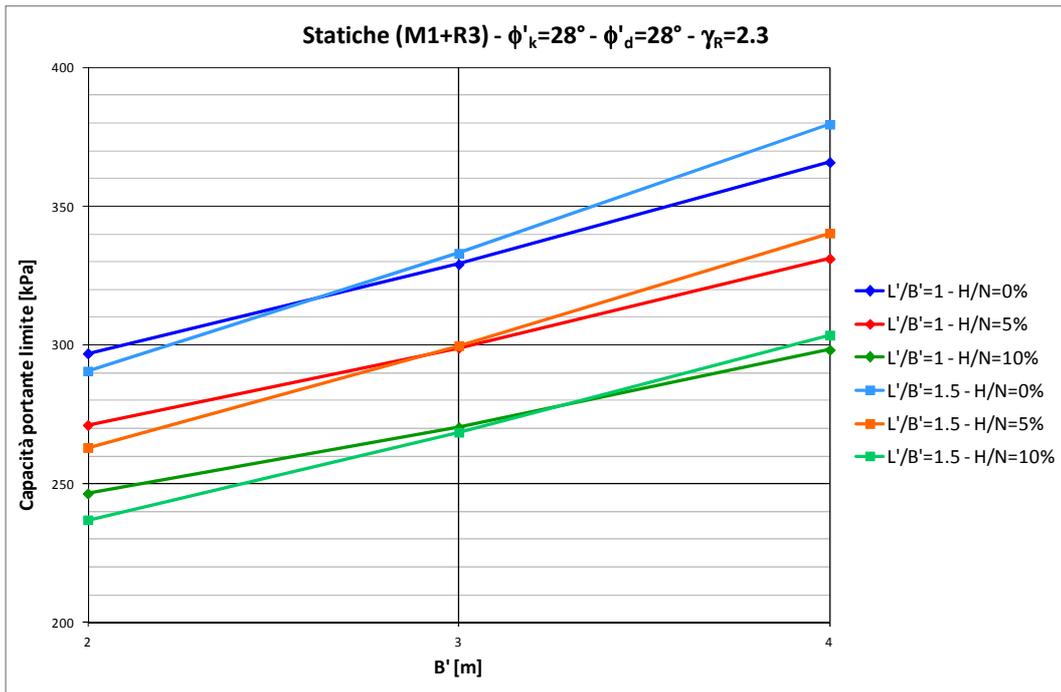
- posizionate a profondità maggiore di 1 m da p.c. in prossimità del sondaggio S1;
- posizionate a profondità maggiore di 3 m da p.c. in prossimità del sondaggio S3.

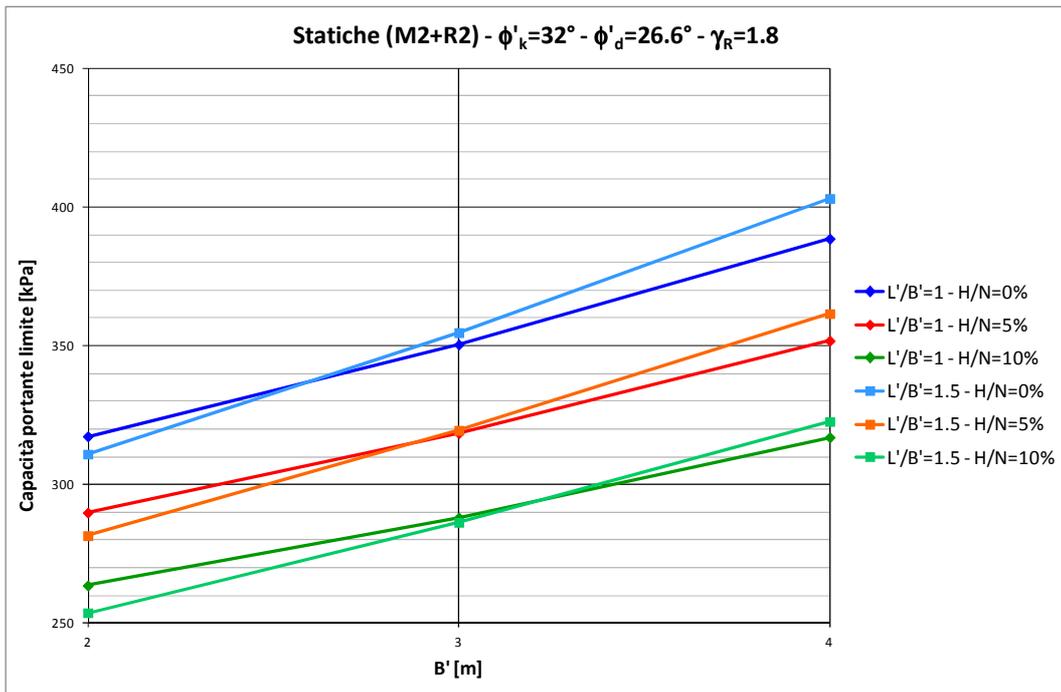
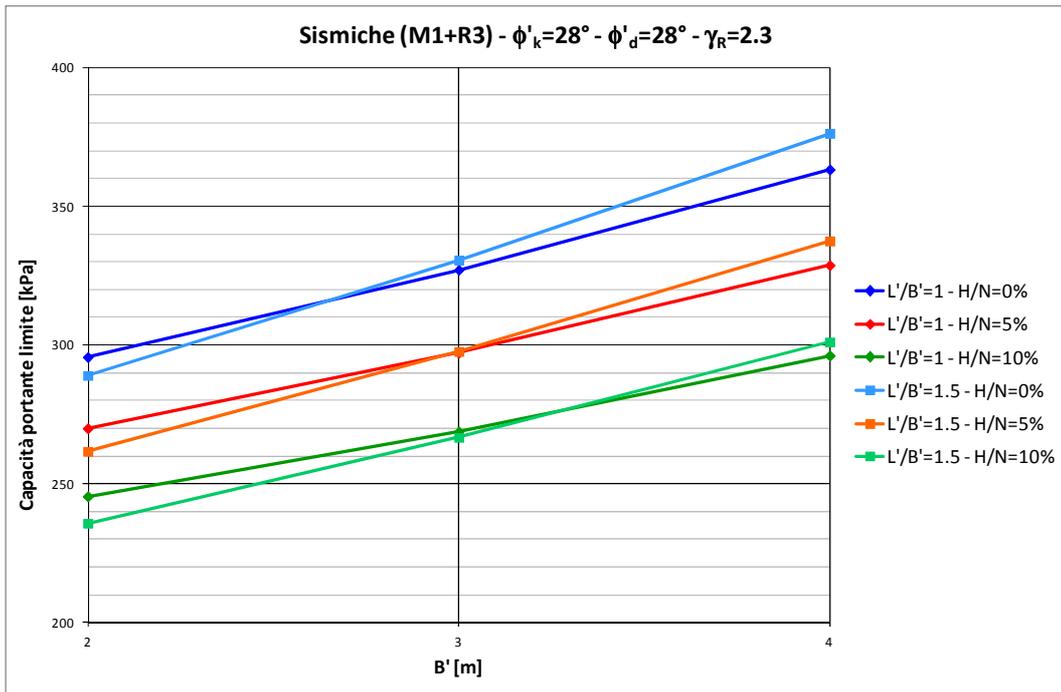


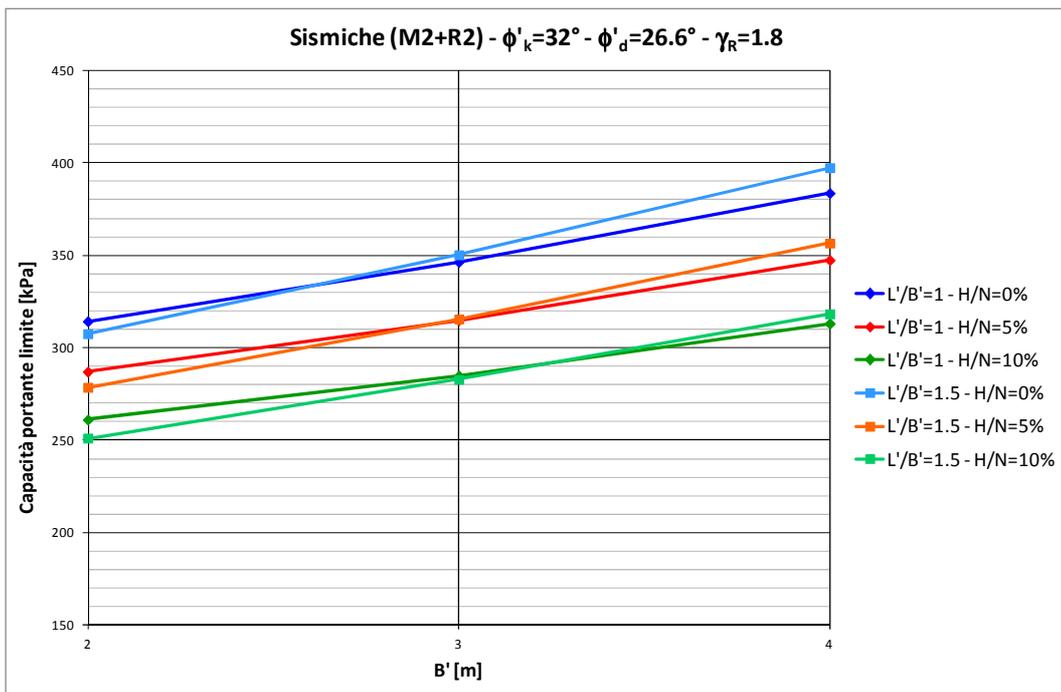
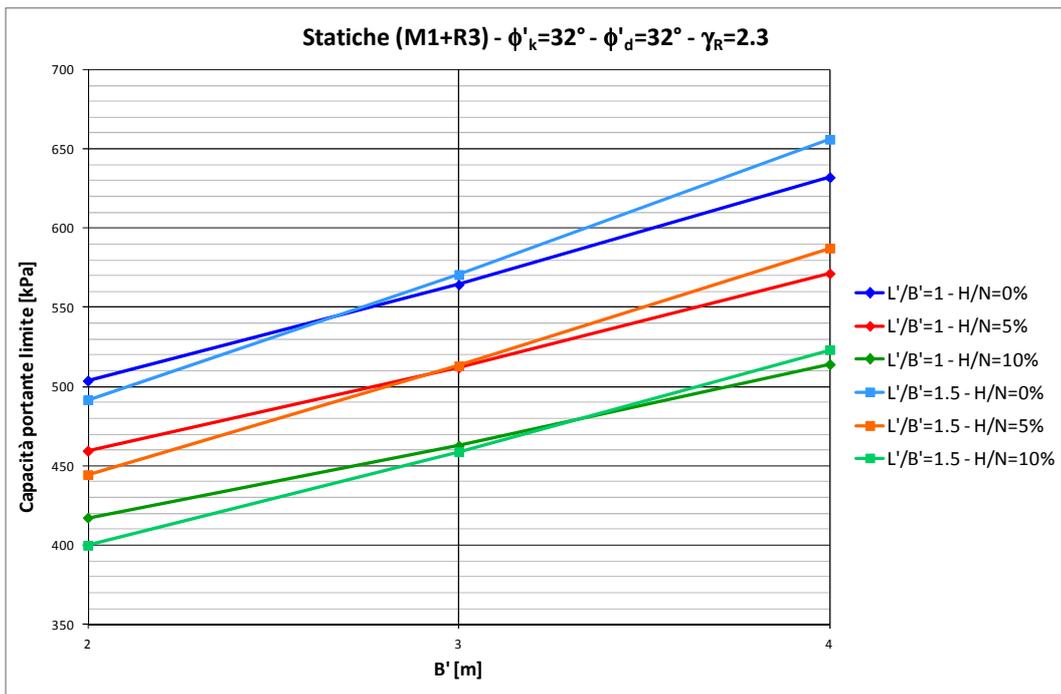
$k_{hk} = 0,024$

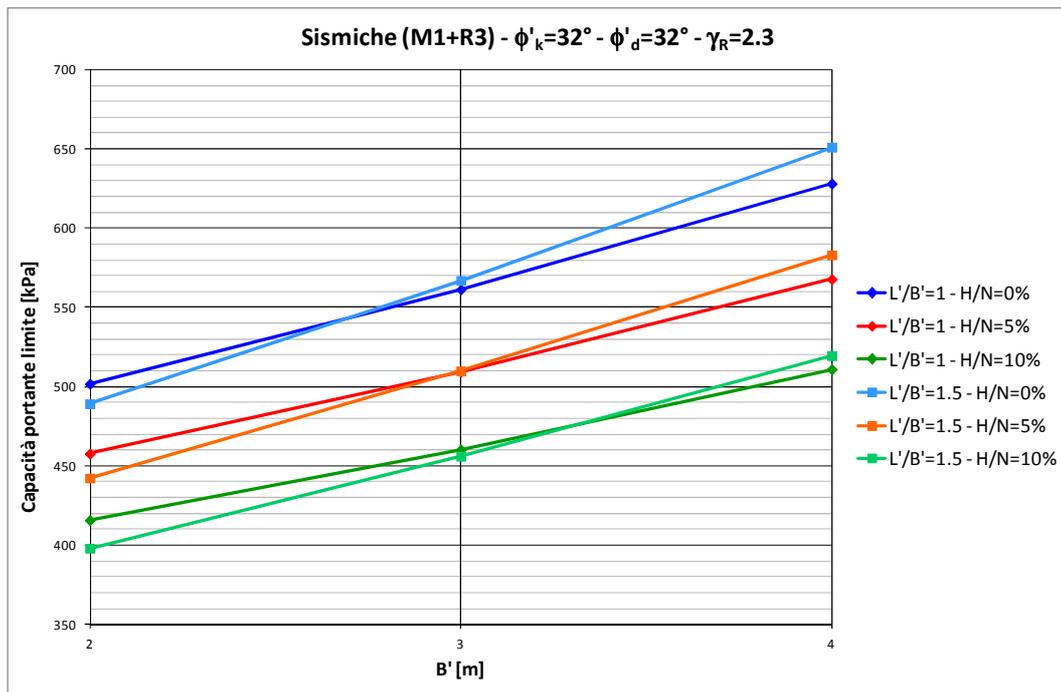












10.5. Verifica collasso per scorrimento sul piano di posa

Per il calcolo del collasso per scorrimento della fondazione sul piano di posa si farà riferimento alla seguente espressione:

$$H_{lim} = N_d \cdot \tan \delta' + c_a \cdot A'$$

nella quale:

- H_{lim} = carico orizzontale limite;
- N_d = carico verticale di design ottenuto moltiplicando il carico per il rispettivo coefficiente parziale delle azioni A1 o A2. Si osserva che il carico verticale N in questa verifica dovrà essere considerato avente effetto favorevole quindi dalla tabella 6.2.1 delle NTC 2008 bisogna ricavare gli opportuni valori;
- $\tan \delta'$ = l'angolo di attrito fondazione - terreno valutato alla base del plinto;
- c_a = adesione fondazione - terreno alla base del plinto, che nel caso in esame è nullo avendo $c = 0$;
- A' = area della fondazione efficace.

A favore di sicurezza l'angolo di attrito fondazione - terreno alla base del plinto viene assunto pari a:

$$\delta' = \frac{2}{3} \cdot \phi'_k$$

10.6. Verifiche eseguite

Il calcolo del limite del collasso per scorrimento della fondazione sul piano di posa è stato eseguito prendendo in considerazione i seguenti dimensionamenti:

N_d = carico verticale di design con valori massimi pari a 4'000 [kN];

ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico = 24°, 28°, 32°.

Il calcolo del limite del collasso per scorrimento della fondazione è stato calcolato tenendo conto dei seguenti valori dei coefficienti parziali dei parametri geotecnici e delle resistenze:

Condizioni statiche	Approccio 1	Combinazione 2	M2+R2
	Approccio 2		M1+R3
Condizioni sismiche	Approccio 1	Combinazione 2	M2+R2
	Approccio 2		M1+R3

Il risultato è stato diagrammato in abachi in cui nell'asse delle ascisse si riporta il carico verticale di design e nelle ordinate il valore del limite del collasso per scorrimento della fondazione. Per ogni abaco si fissa l'approccio di verifica e si riportano tre curve rappresentanti i 3 possibili valori di ϕ'_k scelti.

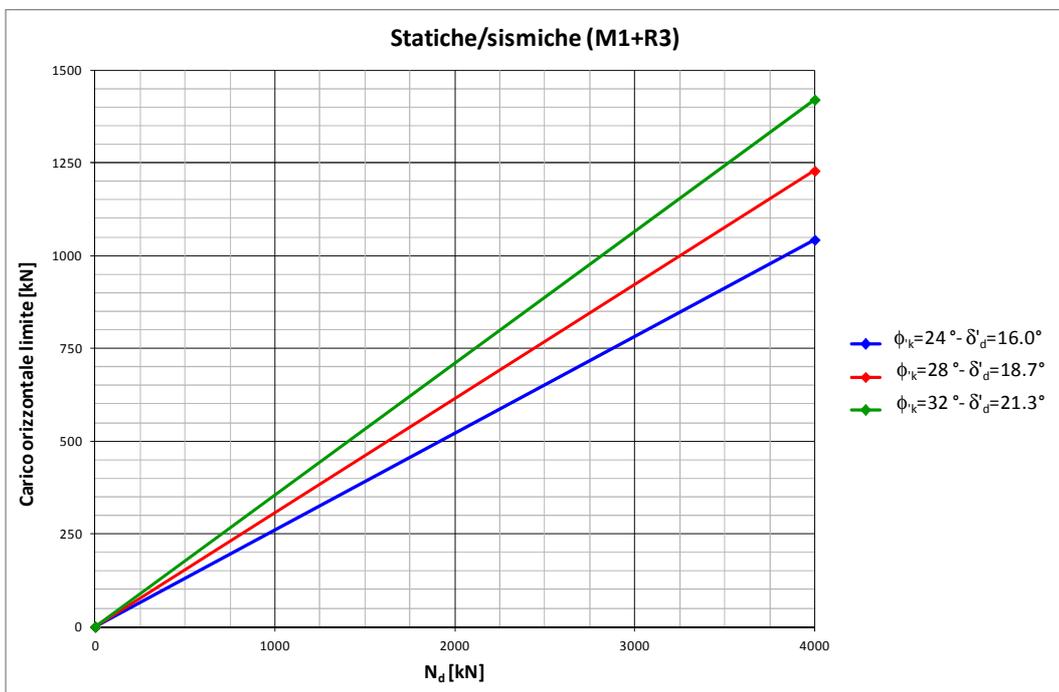
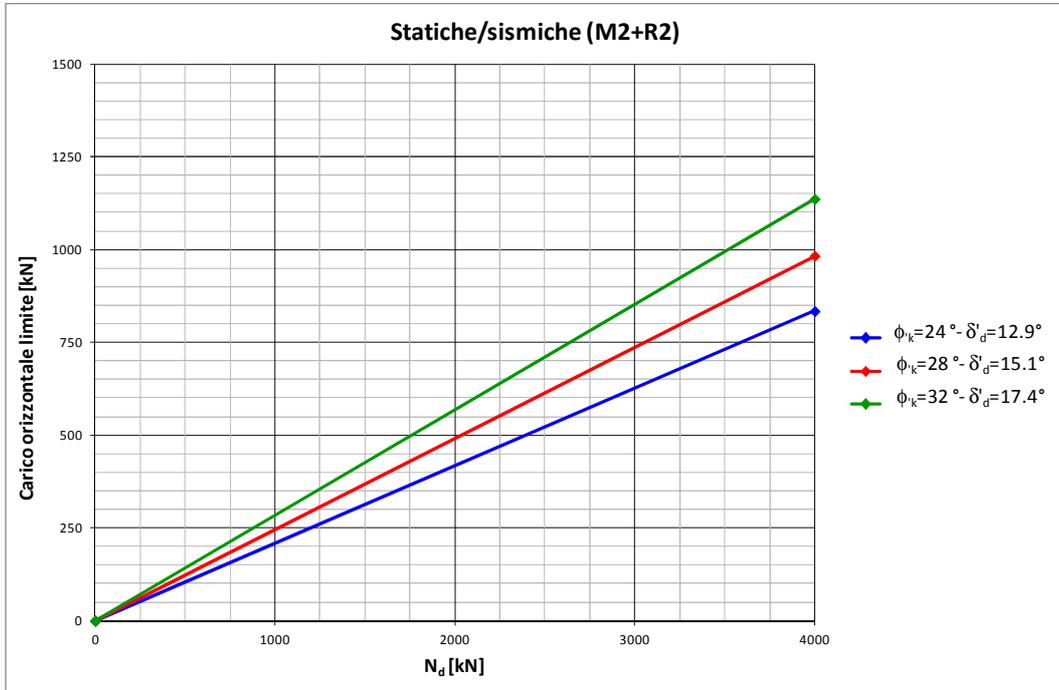
In questo caso i valori ottenuti nel caso statico e sismico sono analoghi, cambiano comunque i coefficienti parziali delle azioni A1, A2 da utilizzare sui carichi applicati alla fondazione come da tabella seguente.

Entrando negli abachi con il valore del carico verticale di design si ottiene il carico orizzontale limite da confrontare con il carico orizzontale applicato alla fondazione anch'esso moltiplicato per gli opportuni coefficienti parziali delle azioni A1 o A2, osservando che si dovrà considerare avente effetto sfavorevole. In questo modo si verifica per ogni approccio la: $E_d \leq R_d$.

Condizioni statiche	Approccio 1	Combinazione 2	M2+R2	A2
	Approccio 2		M1+R3	A1
Condizioni sismiche	Approccio 1	Combinazione 2	M2+R2	$\gamma_E = 1$
	Approccio 2		M1+R3	$\gamma_E = 1$

I coefficienti parziali delle azioni per la progettazione di strutture soggette ad azioni sismiche sono posti pari a 1, $\gamma_E = 1$ come da indicazioni delle NTC 2008 (Cap 7.11.1 del D.M. 14/01/08 e Cap. C.7.11.5.3.1 della Circ. 617/09)

Anche in questo caso sono stati scelti 3 diversi angoli di attrito caratteristico in modo da poter valutare il limite per fondazioni posizionate in prossimità dei diversi sondaggi a profondità differenti.



10.7. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Le NTC 2008 indicano che si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7):

$$Ed \leq Cd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

I cedimenti assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. E' quindi necessario valutare i cedimenti differenziali ossia la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. Nel caso in esame, non avendo ancora definito le opere di fondazione, si procederà a valutare i cedimenti diretti di un plinto caricato con carico verticale, non si esaminerà il cedimento differenziale tra plinti e non si esamineranno i cedimenti mutui prodotti da plinti posizionati in vicinanza che dovranno essere comunque valutati una volta definite le opere di fondazione.

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

Il calcolo del cedimento diretto viene svolto con riferimento alla teoria elastica, mediante la correlazione prevista da Davis e Poulos (1974), che prevede il calcolo dello stato tensionale indotto nel terreno, supponendolo un semispazio elastico-lineare isotropo ed omogeneo, ed il calcolo del cedimento con riferimento ad un mezzo elastico lineare isotropo non omogeneo caratterizzato per ogni strato i -esimo dal modulo elastico (E_i) e dal coefficiente di Poisson (ν). In questo modo è possibile tener conto della stratigrafia del terreno.

Si procede quindi nel seguente modo:

- 1 si calcolano σ_x , σ_y e σ_z in funzione della profondità z con le seguenti espressioni:

$$\sigma_z = \frac{q}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\arctan\left(\frac{L \cdot B}{z \cdot R_3}\right) + \frac{L \cdot B \cdot z}{R_3} \cdot \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2}\right) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{q}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\arctan\left(\frac{L \cdot B}{z \cdot R_3}\right) - \frac{L \cdot B \cdot z}{R_1^2 \cdot R_3} \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\arctan\left(\frac{L \cdot B}{z \cdot R_3}\right) - \frac{L \cdot B \cdot z}{R_2^2 \cdot R_3} \right]$$

dove:

q = carico applicato alla fondazione;

B = lato minore della fondazione;

L = lato maggiore della fondazione;

$$R_1 = (L^2 + z^2)^{0,5}$$

$$R_2 = (B^2 + z^2)^{0,5}$$

$$R_3 = (L^2 + B^2 + z^2)^{0,5}$$

2 si determina la distribuzione della deformazione verticale lungo l'asse z considerando gli opportuni valori di E e v per ogni strato con la seguente espressione:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_i} - \frac{\nu_i}{E_i} \cdot (\sigma_x + \sigma_y)$$

3 si calcolano i cedimenti integrando le deformazioni con la profondità:

$$\delta = \int_0^H \varepsilon_z \cdot dz$$

dove H è lo strato di terreno per cui bisogna calcolare i cedimenti che si ottiene alla profondità z in cui sono verificate entrambe le seguenti 2 espressioni:

$$H \geq 2 \cdot B$$

$$\sigma_z(H) \leq 0.15 \cdot \sigma_{z0}$$

con

$\sigma_z(H)$ = sovraccarico verticale dato dal carico applicato alla fondazione

σ_{z0} = stato di sforzo geostatico.

10.8. Verifiche eseguite

Il calcolo dei cedimenti della fondazione è stato eseguito prendendo in considerazione i seguenti dimensionamenti:

B = base della fondazione = 2, 3, 4 m;

L/B = rapporto tra lunghezza e larghezza della fondazione = 1, 1.5;

q = carico applicato alla fondazione = 50, 100, 150, 200 kPa;

ν = coefficiente di Poisson = 0.3.

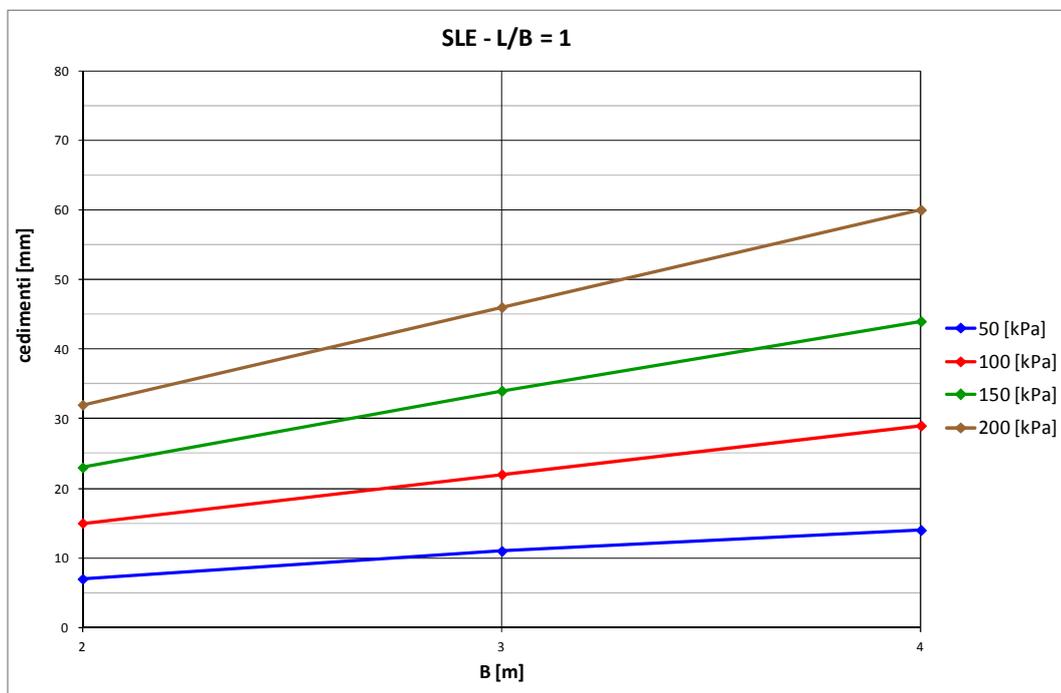
Il modulo elastico assunto è pari a:

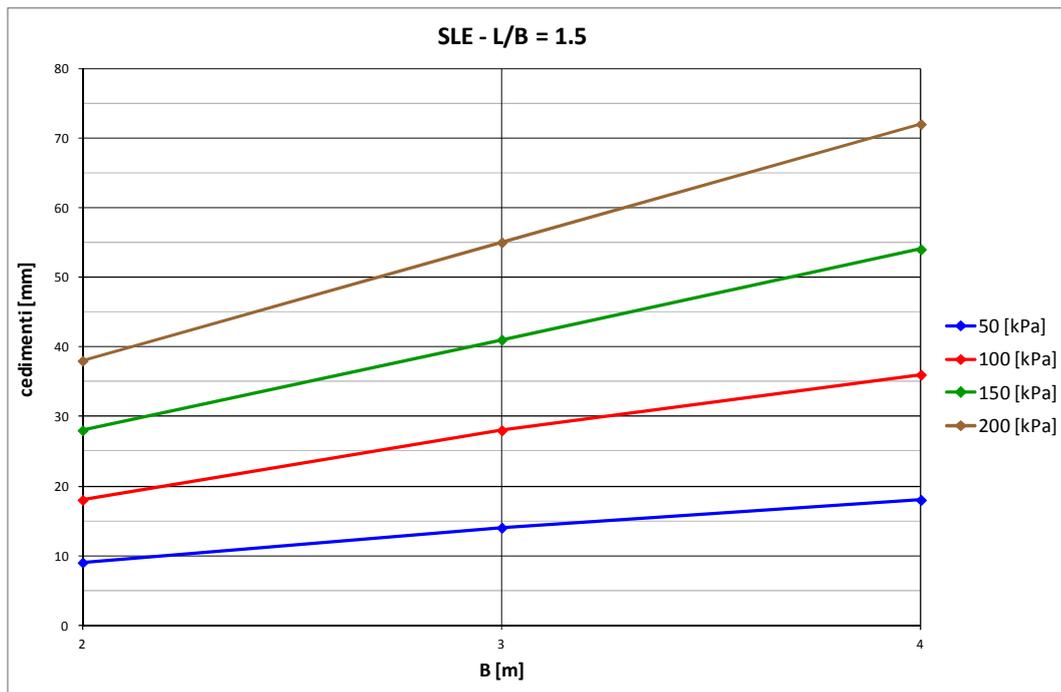
0-10 m da p.c.: $E' = 20\text{MPa}$

10-20 m da p.c.: $E' = 30\text{MPa}$

20-30 m da p.c.: $E' = 40\text{MPa}$

Il risultato è stato diagrammato in abachi in cui nell'asse delle ascisse si riporta la base della fondazione e nelle ordinate il cedimento. Per ogni abaco si fissa il rapporto tra lunghezza e larghezza della fondazione e si riportano quattro curve rappresentanti i 4 carichi applicati.





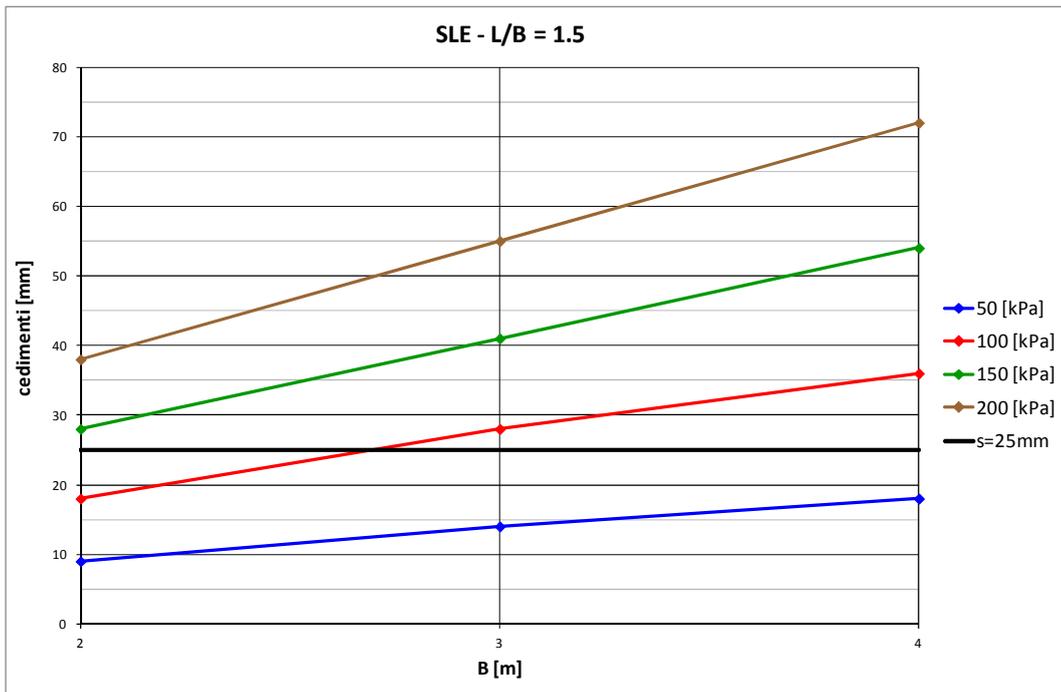
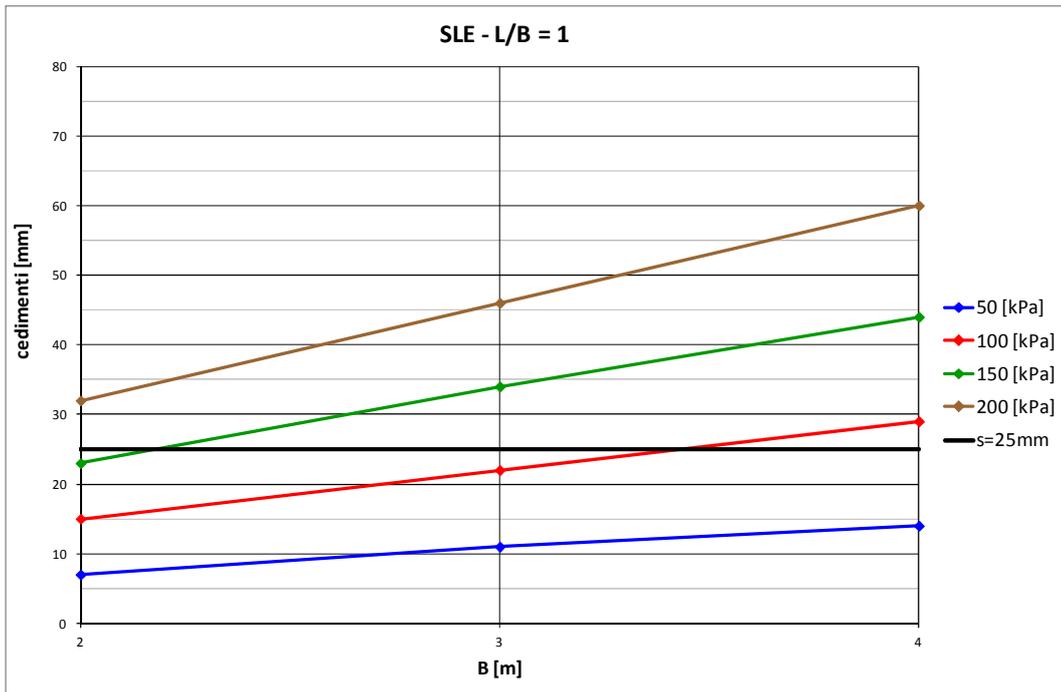
Come già indicato sopra i valori degli spostamenti e delle distorsioni ammissibili sono da valutare in relazione ai requisiti prestazionali della struttura in elevazione, e quindi devono essere definiti dal Progettista in funzione degli schemi strutturali adottati. Tuttavia è possibile utilizzare le indicazioni contenute negli Eurocodici che indicano come cedimento massimo ammissibile per fondazioni isolate un cedimento:

$$s_{max} \leq 25 \text{ mm}$$

e rotazioni massime ammissibili con valori compresi tra:

$$\beta_{max} = 1/300 \div 1/2000.$$

Inserendo il limite di 25 mm negli abachi si ha un indicazione dei carichi che possono essere applicati alle fondazioni. I carichi limite che possono essere applicati devono essere comunque confrontati, e quindi inferiori, ai carichi ammissibili determinati con le verifiche del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno. Tale operazione può essere fatta solo una volta che sono noti i carichi reali applicati alle fondazioni, infatti si ricorda che i coefficienti parziali sulle azioni nel calcolo SLE sono unitari mentre nelle verifiche a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno i coefficienti parziali sulle azioni cambiano secondo la verifica e quindi non può essere fatto un confronto tra q_c e carichi distribuiti.



11. FONDAZIONI PROFONDE

Il progetto di ampliamento del centro commerciale prevede la realizzazione di un nuovo svincolo della Tangenziale Est di Milano, con viadotto e opere stradali che potrebbero prevedere la realizzazione di fondazioni profonde. Inoltre nella zona in prossimità del laghetto di cava, vista la presenza del terreno di riporto con scarse caratteristiche geotecniche, in base ai carichi trasmessi alle fondazioni potrebbe rendersi necessario la realizzazione di fondazioni profonde.

Nel seguito verranno studiati dei pali trivellati con riferimento ai risultati dei sondaggi S1 e S5 prossimi rispettivamente allo svincolo autostradale, ed al laghetto di cava.

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Nel caso in esame si considerano una serie di pali trivellati con diametro e lunghezze variabili.

11.1. Verifiche agli stati limiti ultimi (SLU)

Come indicato nelle NTC 2008, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Vista l'assenza in sito di strati di terreno fine, si considera unicamente la verifica a lungo termine.

Le verifiche, $E_d \leq R_d$, devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali.

Nel caso in esame essendo in un sito posizionato in zona pianeggiante **si esclude la verifica di stabilità globale.**

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, 6.4.VI, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Non avendo ancora definito le opere di fondazione, non verrà effettuata la verifica della resistenza negli elementi strutturali (STR) delle fondazioni corrispondente all'approccio 1, combinazione 1.

Inoltre non avendo ancora indicazioni sui carichi trasmessi ai pali **si esclude la verifica del collasso per carico limite di sfilamento** nei riguardi di eventuali carichi assiali di trazione.

A favore di sicurezza nel seguito si riporteranno i calcoli per entrambi gli approcci 1 e 2.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

11.2. Verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche

Le NTC 2008 indicano che le fondazioni su pali devono essere verificate agli stati limite ultimi sotto l'azione del moto sismico di riferimento. Le azioni trasmesse in fondazione devono essere determinate dalla corrispondente analisi della struttura in elevazione, sotto la combinazione di carico sismico per stato limite ultimo.

La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno soggetto all'azione verticale e trasversale deve essere effettuata tenendo conto di eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica, e tenendo conto degli eventuali incrementi di pressione interstiziale indotti dal moto sismico.

Nel caso in esame, non avendo ancora definito l'opera e le fondazioni, si considera unicamente la verifica sismica con carichi trasmessi alla fondazione. Non conoscendo, di fatto, i carichi applicati e la tipologia delle fondazioni sarebbe difficile ipotizzare delle variazioni sensate alle caratteristiche dei terreni.

11.3. Verifica collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando il coefficienti parziali γ_r della Tab. 6.4. Il riportata nel precedente paragrafo.

Le NTC 2008 prevedono che la resistenza caratteristica a compressione del palo $R_{c,k}$ del palo singolo possa essere dedotta da:

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- b) metodi di calcolo analitici, dove $R_{c,k}$ è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

Nel caso in esame non avendo effettuato prove di carico verrà utilizzato il metodo di calcolo analitico che prevede l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito. Il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo $R_{c,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ i fattori di correlazione riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove

penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Nel caso in esame si considerano 2 zone distinte con 1 verticale indagata in ogni zona, sondaggi S1 e S5, con valori di angolo di attrito caratteristico riassunti nella seguente tabella.

S1		S5	
prof. [m]	ϕ'_k	prof. [m]	ϕ'_k
1-30	32	1-3	26
		3-9	28
		9-15	30

Per il calcolo della resistenza a compressione del palo $R_{c,cal}$, la resistenza a compressione è ottenuta dalla seguente espressione:

$$R_{c,cal} = R_{base} + R_{lat}$$

Dove:

R_{base} = resistenza alla punta;

R_{lat} = resistenza laterale;

Il carico limite alla punta è ricavato dalla seguente espressione:

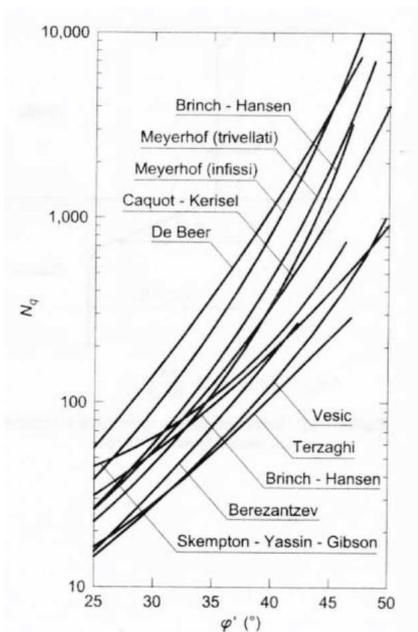
$$R_{base} = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot q_{base-lim}$$

dove D è il diametro del palo e $q_{base-lim}$ si determina con la seguente espressione ottenuta a partire dalla formulazione della capacità portante limite di fondazioni superficiali:

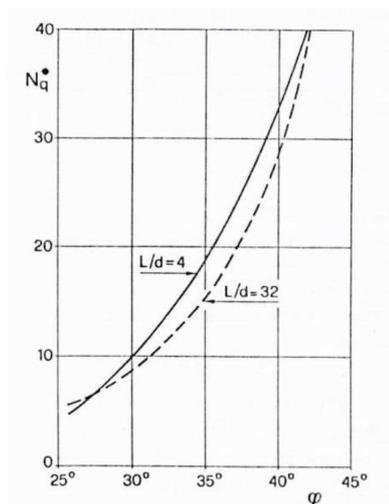
$$q_{base-lim} = N_q \cdot \sigma_{vL}$$

con N_q fattore di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno, e σ_{vL} è la tensione verticale litostatica alla punta.

Il valore di N_q dipende, a parità di angolo di resistenza al taglio, dal meccanismo di rottura ipotizzato. Esistono numerosi valori di N_q proposti da diversi autori, si veda la seguente figura.



Si osserva una forte incertezza associata alla scelta del parametro N_q . Tuttavia considerando che la capacità di punta per pali trivellati di grande diametro in terreno incoerente è condizionata dai cedimenti ammissibili piuttosto che alla rottura del sistema palo-terreno si utilizza l'abaco proposto dalle raccomandazioni AGI (1984), di seguito riportato, che prevede un coefficiente N_q^* inferiore a N_q corrispondente ad un cedimento dell'ordine del 6-10% del diametro del palo.



Infine l'angolo di attrito alla base per pali trivellati può essere sensibilmente influenzato dalle modalità esecutive del palo stesso quindi si assume:

$$\phi'_{base} = \phi' - 3^\circ$$

La resistenza limite laterale è ricavata dalla seguente espressione:

$$R_{lat} = \pi \cdot D \cdot \int_0^L q_{lat-lim} dz$$

dove:

D = diametro del palo

L = lunghezza del palo

$q_{lat-lim}$ = resistenza laterale unitaria.

con

$$q_{lat-lim} = \sigma'_h \cdot \tan \delta = k \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta$$

dove:

σ'_h = tensione efficace orizzontale;

σ'_v = tensione efficace verticale;

k = coefficiente di spinta;

δ = angolo di attrito relativo palo-terreno.

Il coefficiente di spinta k è essenzialmente legato alle modalità costruttive del palo e alle proprietà del terreno. Anche in questo caso sono disponibili valori proposti da diversi autori.

I valori suggeriti dalle raccomandazioni AGI prevedono, per pali trivellati, valori di k compresi tra 0.4/0.7 da prendere decrescenti con la profondità. I valori suggeriti da Viggiani (1999) prevedono, per pali trivellati, valori di k pari a 0.4 in terreno sciolto e 0.5 in terreno denso. Per pali trivellati può anche assumersi $k = 1 - \text{sen} \phi'$, che per gli angoli di attrito presenti in sito assume i seguenti valori:

ϕ'	k
26	0.56
28	0.53
30	0.50
32	0.47

Nel caso in esame si decide di utilizzare $k = 1 - \text{sen} \phi'$ e quindi i valori nella tabella sopra.

L'angolo di attrito relativo palo-terreno δ viene assunto pari a ϕ' ipotizzando che i pali trivellati siano gettati in opera.

11.4. Verifiche eseguite

Come descritto precedentemente, non avendo indicazioni sulla struttura in elevazione e quindi non essendo note le combinazioni dei carichi cui sono soggette le fondazioni, il calcolo è stato svolto considerando unicamente un carico assiale.

Il calcolo della capacità portante limite è stato eseguito prendendo in considerazione i seguenti dimensionamenti:

D = diametro del palo trivellato = 600, 800 mm;

L = lunghezza del palo trivellato = 8, 10, 12 m;

Si suppone che i pali siano intestati a partire da 1 m dal p.c..

La capacità portante limite è stata calcolata tenendo conto dei seguenti valori dei coefficienti parziali dei parametri geotecnici e delle resistenze:

Condizioni statiche	Approccio 1	Combinazione 2	M1+R2
	Approccio 2		M1+R3
Condizioni sismiche	Approccio 1	Combinazione 2	M1+R2
	Approccio 2		M1+R3

Il risultato è stato diagrammato in abachi in cui nell'asse delle ascisse si riporta la lunghezza del palo L, nelle ordinate la resistenza di progetto R_d per carichi assiali.

Anche in questo caso i valori ottenuti nel caso statico e sismico sono analoghi, cambiano comunque i coefficienti parziali delle azioni A1, A2 da utilizzare sui carichi applicati alla fondazione come da tabella seguente.

Quindi nota la geometria del palo e le combinazioni dei carichi cui sono soggette le fondazioni moltiplicate per i coefficienti parziali delle azioni A1, A2 riportati nella seguente tabella, è possibile verificare per ogni approccio la: $E_d \leq R_d$.

Condizioni statiche	Approccio 1	Combinazione 2	M1+R2	A2
	Approccio 2		M1+R3	A1
Condizioni sismiche	Approccio 1	Combinazione 2	M2+R2	$\gamma_E = 1$
	Approccio 2		M1+R3	$\gamma_E = 1$

I coefficienti parziali delle azioni per la progettazione di strutture soggette ad azioni sismiche sono posti pari a 1, $\gamma_E = 1$ come da indicazioni delle NTC 2008 (Cap 7.11.1 e 7.11.5.3.2 del D.M. 14/01/08)

Nella determinazione del valore di progetto dell'azione oltre ai carichi bisogna tener conto del peso del palo. Quindi otteniamo:

$$E_d = \gamma_E V_k + \gamma_E W_k$$

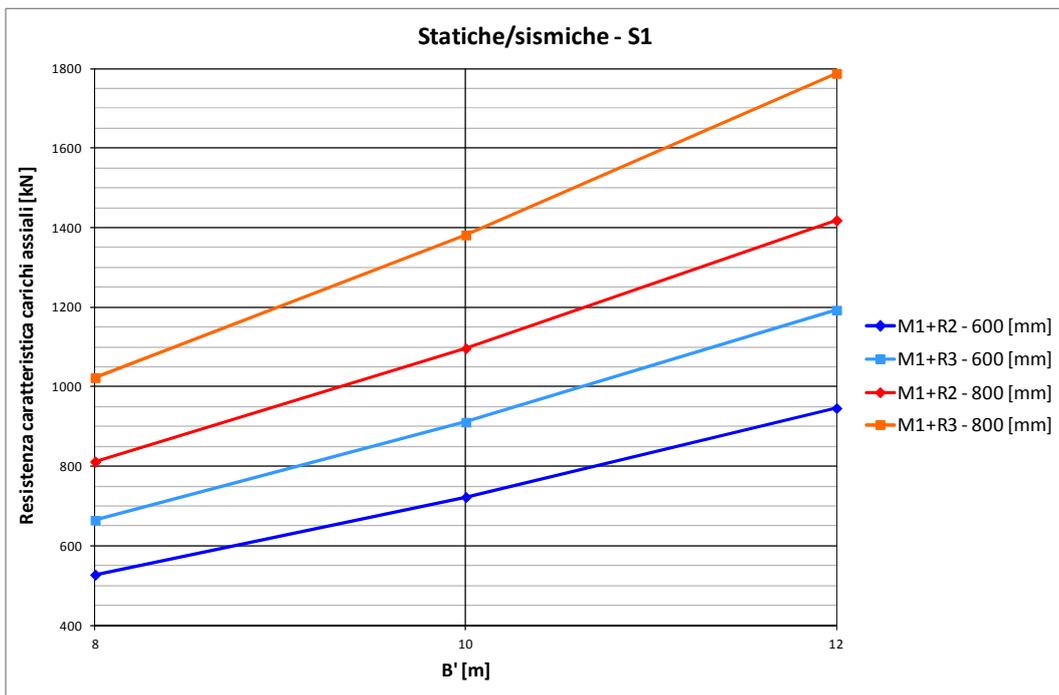
dove:

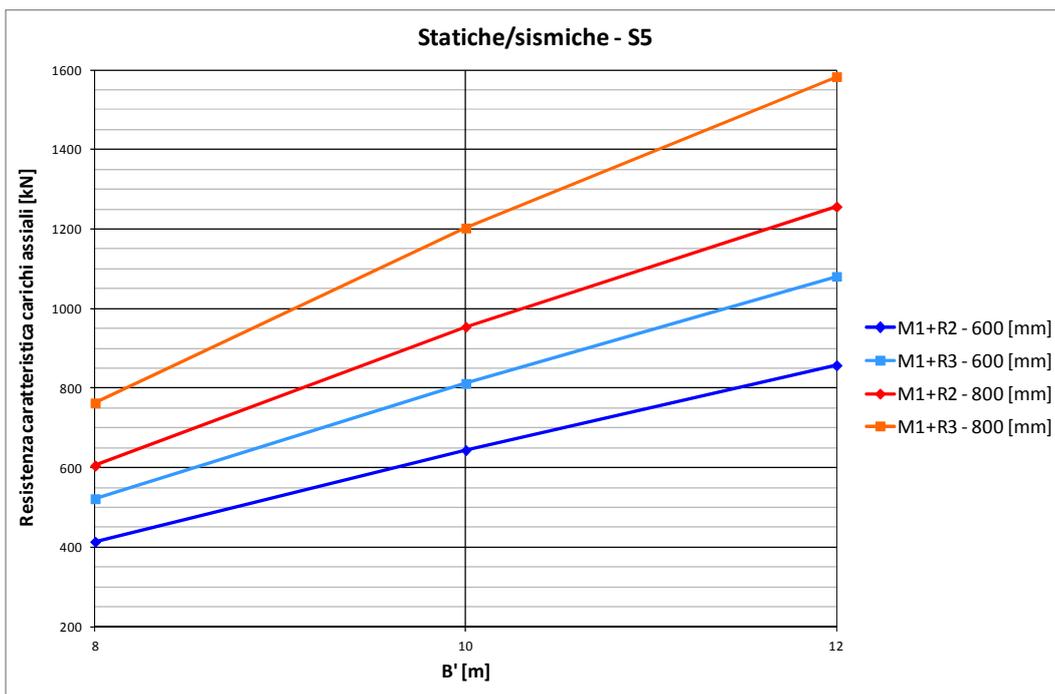
V_k = carico applicato di progetto

W_k = peso proprio del palo.

Con le dimensioni considerate nelle verifiche il peso del palo è pari a:

Peso proprio palo W_k [kN]		
H [m]	D [mm]	
	600	800
8	57	101
10	71	126
12	85	151





11.5. Verifica collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali vale quanto detto per le verifiche nei riguardi dei carichi assiali. Ossia la resistenza caratteristica per carico trasversale del palo $R_{tr,k}$ del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove $R_{tr,k}$ è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

Anche per questa verifica si utilizzerà il metodo di calcolo analitico che prevede l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito. Il valore caratteristico della resistenza per carico trasversale del palo $R_{tr,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{tr,cal}$ i fattori di correlazione sono riportati nella Tab. 6.4.IV delle NTC 2008, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{tr,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{tr,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{tr,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Anche in questa verifica si considerano 2 zone distinte con 1 verticale indagata in ogni zona, sondaggi S1 e S5.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando il coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.VI riportata nel precedente paragrafo.

Per determinare la resistenza caratteristica per carico trasversale applicato al palo si farà riferimento alla teoria proposta da Broms (1964) illustrata sinteticamente di seguito.

Lo stato tenso-deformativo del complesso palo-terreno sotto azioni orizzontali si presenta come un problema tridimensionale per la cui soluzione è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative. Broms assume che:

- il terreno è omogeneo;
- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluyente e che l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica D della sezione del palo;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Quest'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

La stima del valore limite della forza orizzontale viene stimata a seconda del vincolo del palo in superficie ossia che sia libero di ruotare in testa o che abbia la rotazione impedita. Visto che usualmente i pali sono collegati in testa da una struttura ne limita totalmente o parzialmente le rotazioni si farà riferimento a questa condizione.

Nel caso in esame in presenza di terreno incoerente si valuterà la rottura in condizioni drenate.

La resistenza alla traslazione del palo offerta dal terreno lungo il fusto del palo, si ipotizza variabile linearmente con la profondità con la seguente legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma' \cdot D \cdot z$$

con:

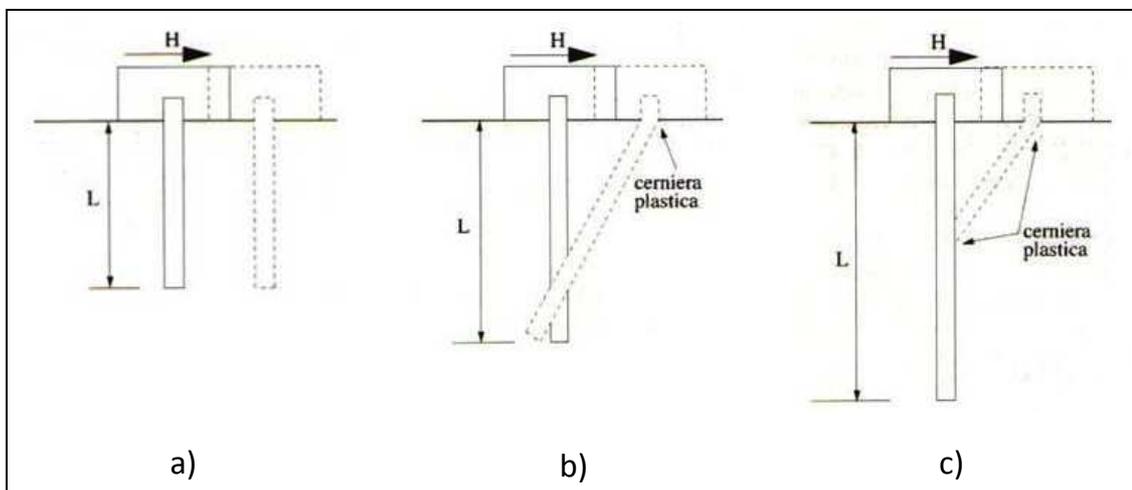
$$k_p = \text{coefficiente di spinta passiva valutato con l'espressione di Rankine } k_p = \frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'}$$

γ' = peso d'unità di volume del terreno;

D = diametro del palo;

z = profondità dal piano campagna.

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella seguente figura:



Indicati solitamente come:

a) palo "corto";

b) palo "medio";

c) palo "lungo".

Corrispondenti alla condizione in cui non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione del palo, si raggiunge solo all'attacco palo-fondazione, si raggiunge sia all'attacco palo-fondazione sia in una sezione lungo il fusto del palo.

Facendo ricorso alle equazioni di equilibrio e imponendo la formazione delle cerniere plastiche nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$\text{palo "corto"} \quad H = 1.5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2$$

palo "medio"
$$H = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

palo "lungo"
$$H = k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \sqrt{\left(3.676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot D^4}\right)^2}$$

Nel caso in esame non avendo a disposizione le proprietà del palo di fondazione, si verifica solo la soluzione palo "corto" tenendo presente che non è la più cautelativa e quindi nel caso nascano delle cerniere plastiche la forza orizzontale limite sarebbe minore.

11.6. Verifiche eseguite

Il calcolo della resistenza limite per carichi trasversali è stato eseguito prendendo in considerazione i seguenti dimensionamenti:

D = diametro del palo trivellato = 600, 800 mm;

L = lunghezza del palo trivellato = 8, 10, 12 m;

La resistenza limite è stata calcolata tenendo conto dei seguenti valori dei coefficienti parziali dei parametri geotecnici e delle resistenze:

Condizioni statiche	Approccio 1	Combinazione 2	M1+R2
	Approccio 2		M1+R3
Condizioni sismiche	Approccio 1	Combinazione 2	M1+R2
	Approccio 2		M1+R3

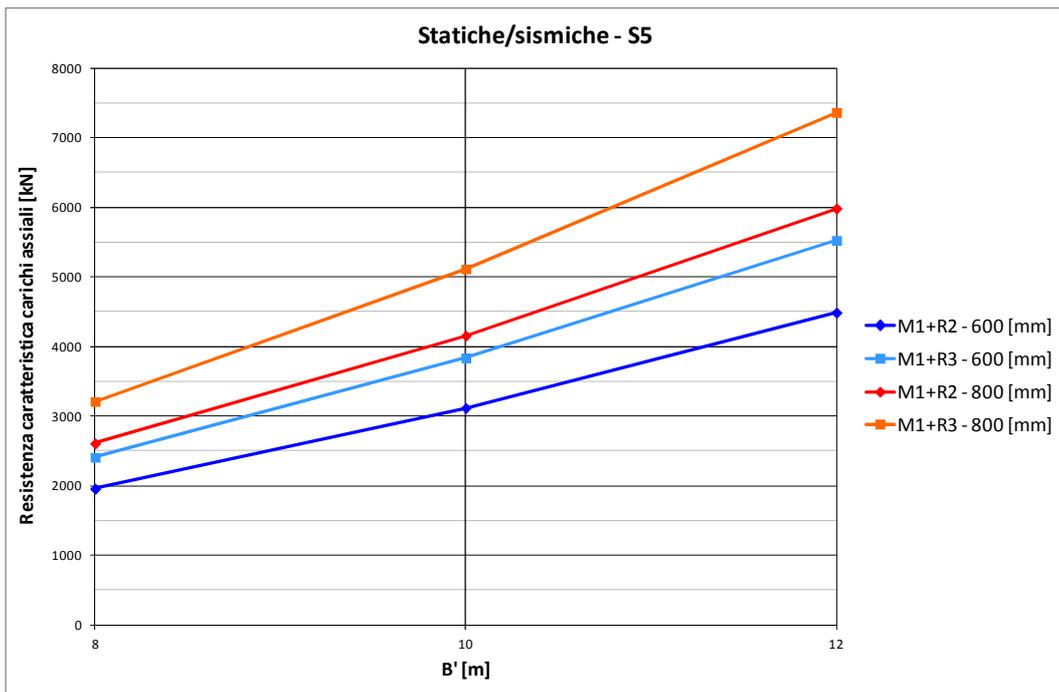
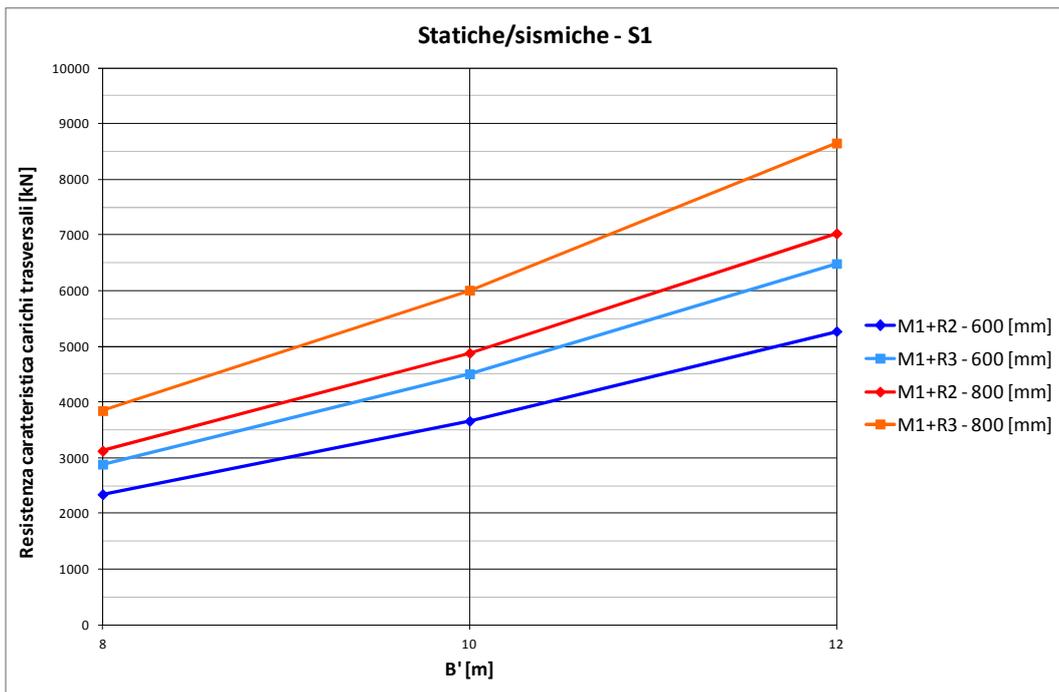
Il risultato è stato diagrammato in abachi in cui nell'asse delle ascisse si riporta la lunghezza del palo L, nelle ordinate la resistenza di progetto Rd per carichi trasversali.

Anche in questo caso i valori ottenuti nel caso statico e sismico sono analoghi, cambiano comunque i coefficienti parziali delle azioni A1, A2 da utilizzare sui carichi applicati alla fondazione come da tabella seguente.

Quindi nota la geometria del palo e le combinazione dei carichi cui sono soggette le fondazioni moltiplicate per i coefficienti parziali delle azioni A1, A2 riportati nella seguente tabella, è possibile verificare per ogni approccio la: $E_d \leq R_d$.

Condizioni statiche	Approccio 1	Combinazione 2	M1+R2	A2
	Approccio 2		M1+R3	A1
Condizioni sismiche	Approccio 1	Combinazione 2	M2+R2	$\gamma_E = 1$
	Approccio 2		M1+R3	$\gamma_E = 1$

I coefficienti parziali delle azioni per la progettazione di strutture soggette ad azioni sismiche sono posti pari a 1, $\gamma_E = 1$ come da indicazioni delle NTC 2008 (Cap 7.11.1 e 7.11.5.3.2 del D.M. 14/01/08).



11.7. Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Le NTC 2008 indicano che si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (§ 6.2.7):

$$Ed \leq Cd$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Nel caso di fondazioni profonde devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

I requisiti prestazionali della struttura in elevazione vengono definiti dal progettista. Nel caso in esame, non avendo ancora definito le opere di fondazione, si procederà a valutare i cedimenti diretti e gli spostamenti trasversali di un palo caricato con carico verticale e con carico orizzontale, non si esaminerà il cedimento differenziale tra pali.

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

11.8. Verifica cedimenti

Per il calcolo del cedimento di un palo isolato si utilizza la seguente espressione:

$$\delta = \frac{\beta \cdot F_k}{E \cdot L}$$

dove:

β = coefficiente di influenza adimensionale funzione di L/D e del modello di sottosuolo adottato;

F_k = carico agente;

E = modulo elastico del terreno;

L = lunghezza del palo.

Nel caso di pali realizzati in terreni stratificati, la lunghezza L utile al fine del calcolo dei cedimenti è quella del tratto di palo ammorsato negli strati inferiori più rigidi. Il modulo elastico da introdurre è quello dello strato di terreno in cui è ammorsato il palo o, nel caso in cui siano presenti più strati, quello di un unico strato omogeneizzato. A favore di sicurezza si considera il terreno omogeneo per tutta l'altezza del palo con valore pari a 10 Mpa.

Per definire β si fa riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

$$\beta = 0.5 + \text{Log} \left(\frac{L}{D} \right).$$

11.9. Verifiche eseguite

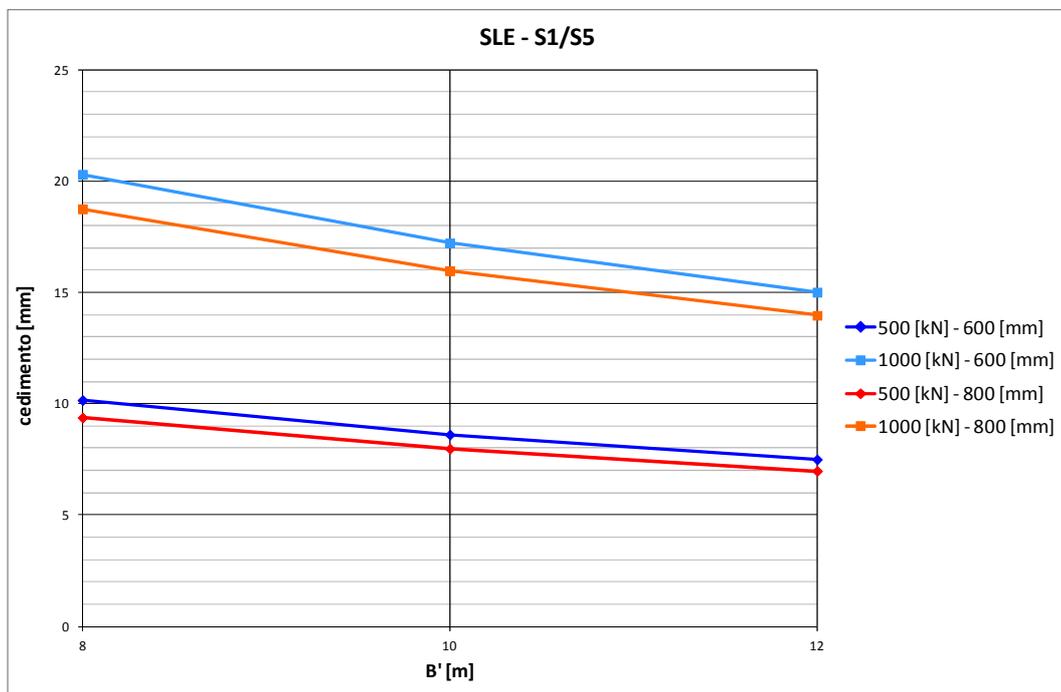
Il calcolo dei cedimenti diretti di un palo è stato eseguito prendendo in considerazione i seguenti dimensionamenti:

D = diametro del palo trivellato = 600, 800 mm;

L = lunghezza del palo trivellato = 8, 10, 12 m;

N = carico applicato = 500, 1000 kN.

Il risultato è stato diagrammato in abachi in cui nell'asse delle ascisse si riporta la lunghezza del palo e nelle ordinate il cedimento.



11.10. Verifica spostamenti trasversali

L'analisi degli spostamenti orizzontali viene in genere condotto schematizzando il terreno come un mezzo alla Winkler. Detta z la profondità dal piano campagna e y(z) lo spostamento subito dal palo, si assume la reazione orizzotale esercitata sul palo dal terreno proporzionale allo spostamento y:

$$p = k_h \cdot y.$$

in cui k_h è il modulo di reazione orizzontale del terreno e rappresenta la pressione esercitata dal terreno per uno spostamento unitario ed ha dimensioni di una forza su una lunghezza al cubo $[F/L^3]$.

Il modulo k_h è in generale variabile con la profondità, per semplicità si utilizzerà un modulo costante, ciò può ritenersi giustificato in considerazione delle numerose indeterminazioni connesse al problema stesso.

In queste ipotesi l'equazione differenziale della linea elastica assume la forma:

$$y^{IV}(z) + \frac{K_h \cdot D}{EJ_p} \cdot y(z) = 0$$

Detta la lunghezza caratteristica del palo:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ_p}{K_h D}}$$

l'equazione differenziale può essere scritta:

$$y^{IV}(z) + \frac{4}{\lambda^4} \cdot y(z) = 0$$

Questa è un'equazione differenziale lineare, omogenea a coefficienti costanti, di cui è noto l'integrale generale e le soluzioni particolari, una volta fissate le condizioni al contorno. Essendo i pali strutture ad elevata deformabilità possono essere considerati come infinitamente lunghi, inoltre essendo vincolati in testa può essere considerata impedita la rotazione in testa. Assumendo queste condizioni ai limiti si ottiene la soluzione analitica in forma chiusa dell'equazione della linea elastica. Considerando un palo a cui è applicata in testa una forza orizzontale H l'espressione degli spostamenti orizzontali è la seguente:

$$y(z) = \frac{H}{D \cdot k_h \cdot \lambda} e^{-z/\lambda} \left(\cos \frac{z}{\lambda} + \text{sen} \frac{z}{\lambda} \right)$$

La definizione del valore k_h risulta non semplice. Il metodo più attendibile per ottenerlo sarebbe attraverso prove di carico su pali in vera grandezza. Un'altra possibilità sarebbe l'esecuzione di prove di carico su piastra. Non avendo a disposizione tali prove si considerano i valori consigliati da Viggiani (1999) per terreni incoerenti riportati nella seguente tabella.

Valori tipici di K_h per terreni incoerenti [N/cm³]			
Tipo di sabbia	Stato di addensamento		
	sciolto	medio	Denso
Non satura	15	50	175
Satura	10	30	110

A favore di sicurezza si sceglie di utilizzare $k_h = 30$ [N/cm³] sia per il terreno del sondaggio S1 che per il sondaggio S5.

11.11. Verifiche eseguite

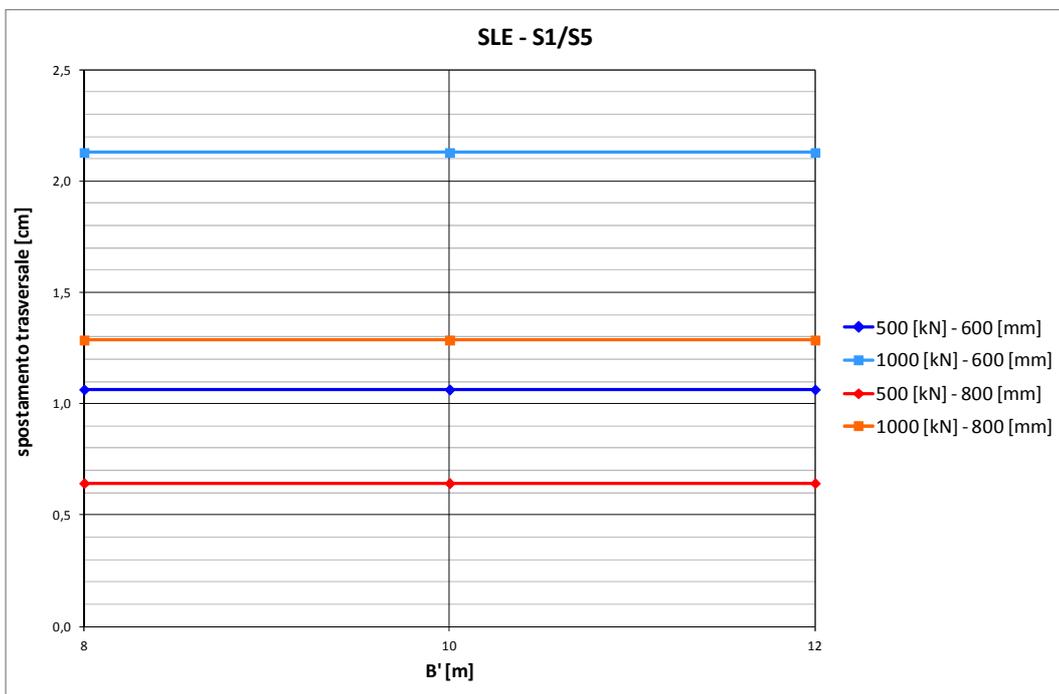
Il calcolo degli spostamenti trasversali di un palo è stato eseguito prendendo in considerazione i seguenti dimensionamenti:

D = diametro del palo trivellato = 600, 800 mm;

L = lunghezza del palo trivellato = 8, 10, 12 m;

N = carico applicato = 500, 1000 kN.

Il risultato è stato diagrammato in abachi in cui nell'asse delle ascisse si riporta la lunghezza del palo e nelle ordinate lo spostamento trasversale.



12. SUGGERIMENTI E PRESCRIZIONI PER IL PROGETTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Il sondaggio S2 ha presentato uno strato a bassa resistenza che vincola il terreno ad una categoria sismica di classe D. Sebbene in tale zona sia previsto solo un rilevato stradale, si suggerisce nella fase esecutiva di prevedere un'ulteriore indagine nella zona per verificare tali valori. Eventualmente uno stendimento di geofisica potrebbe consentire la definizione di un terreno migliore con risparmio poi nelle opere di fondazione.

Il sondaggio S5 ha mostrato che lo strato con ghiaia di buone caratteristiche geotecniche è presente a partire solo da circa 13,5 m da p.c. Inoltre, vista la vicinanza del lago di cava si suggerisce di prevedere in tale zona l'uso di fondazioni profonde per immorsarsi negli strati portanti di base.

Gli abachi danno indicazioni su carichi limiti e cedimenti di plinti e pali plausibili ma la verifica si può avere solo nel corso della progettazione esecutiva con carichi corretti e geometria delle opere di fondazione definita.

Per quanto riguarda i pali, si suggerisce di fare alcune prove di carico in modo da poter utilizzare coefficienti "ξ" ridotti e quindi poter risparmiare su opere di fondazione su pali.

13. CONCLUSIONI

Nella presente relazione è stato caratterizzato il Sito oggetto dell'incarico dal punto di vista geologico, idrogeologico, sismico e geotecnico in base ai risultati di una campagna di indagini dirette con misure in sito e prelievo di campioni per analisi di laboratorio.

Sulla base della caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle fondazioni delle opere di futura realizzazione sono stati stimati i valori di portanza del terreno e dei cedimenti attesi in seguito all'applicazione dei carichi di progetto.

Per la progettazione esecutiva delle opere si suggerisce un'integrazione di indagine ubicando alcuni sondaggi laddove sono previste le strutture di fondazione del futuro svincolo. Inoltre va prestata particolare attenzione alla zona in prossimità del sondaggio S2 e sull'allineamento S4-S5 per meglio identificare il passaggio tra gli strati di ghiaia in posto ed il ritombamento delle operazioni di cava.

14. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Skempton A.W. (1986) *Standard Penetration Test Procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particles size, ageing and overconsolidation*, *Geotechnique* 36, n° 2.

Terzaghi, Peck, (1948), *Soil mechanics in engineering practice*, J. Wiley and Sons, New York.

De Mello V.F.B. (1971), *The standard Penetration Test*, Proc. 4th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, vol. 1.

D'Appolonia D.J., D'Appolonia E., Brisette R.F. (1970) - *Closure to Settlement of spread footings on sands*, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering Division*, ASCE, SM4.

Meyerhof, G. G. (1953) - *The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads*. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng., Zurich 1: 440-445.

Janbu, N., Bjerrum, L., and Kjaernsli, B. (1956). *Soil mechanics applied to some engineering problems*. Norwegian Geotechnical Institute, Publication 16

Skempton, A. W., and MacDonald, D. H. (1956). "The Allowable Settlement of Buildings." *Proceedings of The Institution of Civil Engineers, Part III. The Institution of Civil Engineers, London, no. 5, pp. 727-768*

Bolton (1986) "The strength and dilatancy of sands" *Geotechnique* n.36(1) — pagg.65:78

Cubrinovski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils". *Soil and Foundations* Vol. 39, N°5 — pp. 61-71 — Ottobre 1999

Huang A. B., Hsu H. H., Chang J. W. (1998) "The behaviour of a compressible silty fine sand". *Can. Geotech. J.* 36: 88-101

Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" *Proceedings In-situ 2001*, Bali.

Allegati

Allegato 1

Stratigrafie e documentazione fotografica sondaggi

Allegato 2

Prove di laboratorio

Figure