

CITTA' DI TORINO

VICE DIREZIONE GENERALE SERVIZI TECNICI
SETTORE COORDINAMENTO EDILIZIA SCOLASTICA
SETTORE EDILIZIA SCOLASTICA NUOVE OPERE

Progetto di manutenzione straordinaria per ottenimento CPI
negli edifici scolastici di Via Beaumont 58, Via Collegno 65,
Via Lussimpiccolo 30 - Gruppo 9

GRUPPO DI LAVORO

Arch. Alberto GRELLI

COLLABORATORI:

Arch. Alessandra TERRANDO

Ing. Riccardo MORELLO

Arch. Laura CHIAVAZZA

Arch. Paolo FOP

IL PROGETTISTA

Arch. Alberto GRELLI

RESPONSABILE PROCEDIMENTO E DIRIGENTE DI SETTORE

Arch. Isabella QUINTO

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO

RELAZIONE GEOTECNICA

NOME-FILE Scala Plot

RIFERIMENTO

SCALA

REV	MODIFICHE	DATA	DISEGNATORE
0		Luglio 2005	
1		Ottobre 2005	
2			
3			
4			
5			

F

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI TORINO

COMUNE DI TORINO

Asilo nido "Peter Pan" – Via Beaumont 58

Progetto di manutenzione straordinaria
per ottenimento CPI

Progetto esecutivo

RELAZIONE GEOTECNICA

Elaborato	Codice	Rev.	Data
	936001AG	0	Giugno 2005
		1	
Scala		2	
		3	



Dott. Ing. Claudio ANGELINO

Il Committente

Il Responsabile del procedimento



POLITHEMA STUDIO ASSOCIATO
via Cardinal Fossati, 7 - 10141 Torino tel./fax 011/3853066-3852071 P.IVA 07147590017
www.polithema.net e mail: polithema@polithema.net

REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI TORINO

COMUNE DI TORINO

Asilo nido “Peter Pan” – Via Beaumont 58

Progetto di manutenzione straordinaria
per ottenimento CPI

Progetto esecutivo

1	PREMESSA	2
2	INDAGINE GEOTECNICA	2
2.1	Sondaggio.....	2
2.1.1	Stratigrafia	3
2.2	Prove Standard Penetration Test (SPT)	3
2.2.1	Posizione della falda acquifera	3
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	3
3.1	Caratteristiche di addensamento	4
3.2	Angolo di resistenza al taglio	5
4	PROBLEMATICHE FONDAZIONALI	5
4.1	Stima della capacità portante.....	5
4.2	Valutazione dei cedimenti	8
4.2.1	Limiti ammissibili.....	8
4.3	Stima dei cedimenti indotti	8
4.4	Considerazioni finali sulla capacità portante.....	10

1 PREMESSA

Nell'ambito di un modesto intervento edificatorio volto all'ottenimento delle certificazioni ai sensi CPI per l'asilo denominato Peter Pan sito in via Beaumont, Torino, viene prodotta la seguente Relazione Geotecnica.

Con il presente documento vengono ottemperati gli obblighi di legge imposti dal D. M. 11 marzo 1988: *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"*.

Nelle pagine che seguono si descrivono pertanto:

- i dati di indagine geotecnica realizzata dallo scrivente in altra occasione a poca distanza dal sito oggetto di intervento;
- la caratterizzazione geotecnica;
- le verifiche di capacità portante e la stima dei cedimenti indotti dall'applicazione dei nuovi carichi in fondazione.

Una breve bibliografia conclude il rapporto.

2 INDAGINE GEOTECNICA

Non è stata realizzata una nuova indagine geotecnica in considerazione del fatto che erano disponibili presso lo scrivente i dati una indagine di dettaglio realizzata nelle immediate vicinanze in occasione di un precedente intervento edificatorio. I dati di quella occasione vengono pertanto qui integralmente ripresi ed utilizzati per il nuovo dimensionamento.

I dati disponibili sono riferiti alle seguenti prove:

- 1 sondaggio geognostico;
- 1 piezometro a tubo aperto.

Le informazioni reperite in allora possono senza dubbio essere ritenute sufficientemente dettagliate ed esaustive ai fini qui proposti: sono infatti state ottenute tutte le informazioni necessarie allo svolgimento dei calcoli richiesti.

2.1 SONDAGGIO

Sono resi disponibili i dati riferiti ad una perforazione di sondaggio che ha raggiunto la profondità di 24.00 m dal piano campagna. Con il progredire della perforazione venivano eseguite, all'interno dei fori, delle prove penetrometriche dinamiche del tipo Standard Penetration Test con il classico intervallo di 1.5 m, e cioè alle seguenti profondità: 7.00, 8.50, 10.00, 11.50, 13.00, 14.50, 16.00, 17.50, 19.00, 20.50, 22.00 e 23.50 m.

2.1.1 Stratigrafia

La situazione generale stratigrafica che si può evincere dai dati emersi dal sondaggio è piuttosto omogenea e ricalca pienamente l'andamento usuale della piana torinese, confermando le ipotesi e le informazioni recepite in sede di preparazione dei lavori.

In generale si può ricondurre la stratigrafia globale del sito ad un profilo che vede la presenza di un unico materiale, la **ghiaia eterometrica**, con caratteristiche leggermente variabili con il mutare dei vari strati.

I depositi indagati rivelano pertanto **caratteristiche non coesive**, con netta prevalenza della frazione ghiaiosa.

2.2 PROVE STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

Le prove penetrometriche dinamiche SPT rappresentano l'unica concreta possibilità di ottenere dei dati validi per la caratterizzazione di materiali a grana grossa e la loro grande facilità e rapidità di esecuzione le fanno spesso preferire ad altre prove più sofisticate.

In presenza di livelli cementati o di ciottoli, come nel caso in esame, la loro interpretazione diventa difficile ed è facile incorrere in grossolane sovrastime delle caratteristiche del materiale: ulteriori influenze, sempre di difficile quantificazione, nascono poi dalle modalità di esecuzione, dalla tensione verticale agente alla profondità cui si esegue la prova stessa, dal dispositivo di battitura e dalle variazioni tensionali che sopravvengono nel terreno e nella falda in seguito alle operazioni di scavo e costruzione.

L'analisi della caratterizzazione del terreno è stata svolta in accordo alla recente pubblicazione di Lancellotta-Berardi (1992) nella quale si suggerisce di procedere alla normalizzazione dei valori ottenuti nella prova SPT secondo la metodologia suggerita da Skempton.

2.2.1 Posizione della falda acquifera

Durante la realizzazione della campagna di indagine non è stata rinvenuta la falda acquifera.

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

L'impossibilità di prelevare campioni indisturbati rappresentativi della reale natura del terreno in sito rende estremamente difficile la caratterizzazione geotecnica dei terreni ghiaiosi.

Generalmente si procede attraverso correlazioni empiriche derivate dai risultati delle prove penetrometriche (in questo caso le sole SPT) che permettono di stimare i parametri geotecnici del deposito. Per ovviare alle usuali incertezze delle stime i calcoli vengono svolti generalmente adottando più metodi per potere avere un raffronto comparativo dei risultati ottenuti.

La caratterizzazione avviene pertanto sulla stima e valutazione delle seguenti grandezze:

- caratteristiche di addensamento;
- angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate;

- parametri di deformabilità.

I valori così ottenuti vengono poi utilizzati nella pratica progettuale nel dimensionamento delle strutture di fondazione e delle opere di sostegno.

La valutazione dell'indice N_{SPT} è stata fatta scartando tutti i valori a rifiuto, dovuti probabilmente alla presenza di ciottoli e di livelli cementati il cui contributo è di difficile definizione. La scelta del valore indice è stata eseguita valutando i valori non di rifiuto ottenuti nel corso della prova e pertanto si è assunto:

$$N_{SPT} = 57$$

Tale valore è stato assunto costante per tutta la profondità di influenza delle strutture, non essendo possibile stabilire una legge di variazione con la profondità sufficientemente rappresentativa. Non è stata eseguita, per compensare in qualche modo la presenza abbondante dei valori di rifiuto, la riduzione dell'indice con la profondità suggerita da molti autori.

3.1 CARATTERISTICHE DI ADDENSAMENTO

I vari metodi presenti in letteratura forniscono di solito valori molto diversi tra loro per la stima delle caratteristiche di addensamento dei depositi: poichè non esistono correlazioni dirette affidabili tra i risultati delle prove penetrometriche e l'angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate la stima della densità relativa dei depositi di fondazione rappresenta un passaggio intermedio di primaria importanza per i calcoli finali di stabilità.

In questa occasione si è ritenuto pertanto opportuno procedere in accordo a Berardi-Lancellotta e valutare in seguito i risultati ottenuti in base ad altri metodi di pratica più consolidata, ma fondati sui risultati di un minor numero di prove. Questi sono:

- Berardi-Lancellotta (1992): 80-95%. È un metodo che tiene conto dei risultati delle prove SPT e dello stato tensionale naturale in sito: si tratta di uno dei più affidabili tra quelli proposti in letteratura in quanto basato sull'analisi di decine di casi di diversi autori in diverse condizioni di prova;
- Gibbs e Holtz (1957): 90-95%. I risultati derivano da prove SPT su campioni di sabbia in serbatoi cilindrici di grandi dimensioni in laboratorio e sono lievemente superiori a quanto ottenuto col primo metodo;
- Peck e Bazaraa (1967): 70-75%. Il metodo deriva dall'analisi di prove penetrometriche su sabbie molto addensate in numerosi siti.

Come si vede i risultati presentano una notevole dispersione: in questa sede si tiene anche conto dei risultati, molto affidabili, ottenuti recentemente da Skempton e ripresi nella pubblicazione citata e si assume pertanto:

$$D_R = 90 \% \text{ (deposito molto addensato) per } N_{SPT} = 57$$

Non sono state infine considerate, perchè di difficile definizione, le influenze relative all'età del deposito (ageing) ed al grado di sovraconsolidazione (difficilmente determinabile in terreni con queste caratteristiche, pur se presente come dimostrano i numerosi livelli di cementazione rinvenuti).

3.2 ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO

Le verifiche di capacità portante per i terreni non coesivi vengono eseguite in condizioni drenate essendo la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dai carichi molto rapida. La stima dell'angolo di resistenza al taglio può avvenire in accordo a due metodi differenti:

- con correlazioni dirette che legano N_{SPT} con l'angolo di resistenza al taglio;
- con correlazioni indirette attraverso la densità relativa.

Per la stima finale si adottano i valori ottenuti con altri metodi più affidabili (Schmertmann, 1977 e Winterkorn-Fang, 1975).

I valori calcolati sono relativi alle condizioni di picco dell'involuppo di rottura e non possono essere adottati per i calcoli di capacità portante e per il calcolo del coefficiente di spinta passiva nel caso delle opere di sostegno flessibili, mentre sono invece validi per il coefficiente di spinta attiva. Nell'importante caso della capacità portante, tre sono i fattori che influiscono in maniera radicale sul valore di picco dell'angolo di resistenza al taglio:

- la curvatura dell'involuppo di rottura del materiale;
- l'esistenza del fenomeno della rottura progressiva;
- l'influenza delle condizioni di deformazione sul valore dell'angolo di resistenza al taglio.

I livelli di deformazione raggiunti in questi casi sono sempre piuttosto elevati e provocano l'innescio dei fenomeni di rottura progressiva cui si è precedentemente accennato. L'angolo di resistenza al taglio da considerare è pertanto quello a "volume costante" (quando cioè il contributo dovuto alla dilatanza è annullato). La stima dell'angolo di resistenza al taglio in condizioni di volume costante è però quasi impossibile non essendo disponibili correlazioni attendibili per materiali a granulometria mista. In questo caso ci si riferisce di solito a quanto suggerito da Lambe e Whitman, 1969, e si esegue una decurtazione del valore di picco che tiene conto, per quanto possibile, della complessità dei fenomeni interessati (i due autori suggeriscono una riduzione di 5 gradi circa solo per la curvatura dell'involuppo). In questo caso sembra pertanto lecito assumere:

$$\phi_{cv} = 32 \text{ gradi.}$$

La coesione è nulla.

4 PROBLEMATICHE FONDAZIONALI

I sondaggi e le prove penetrometriche hanno evidenziato una situazione stratigrafica molto buona per tutta la profondità indagata, senza che si possano peraltro individuare sensibili variazioni delle caratteristiche dei terreni con la profondità: questa situazione favorevole consente di fare ricorso a fondazioni dirette appoggiate sul terreno.

4.1 STIMA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Vengono fatte le seguenti ipotesi:

- piano di appoggio delle fondazioni ad una quota comunque variabile all'interno della profondità indagata (sono praticamente assenti le variazioni delle caratteristiche dei terreni con la profondità);
- approfondimento della superficie di appoggio dei plinti di fondazione pari a 1.00 m;
- assenza di sforzi taglianti e/o eccentrici significativi al piede dei pilastri.

La seconda ipotesi è particolarmente importante: il contributo del peso del terreno al contorno della fondazione, per plinti gettati contro terra, è infatti decisivo ai fini della capacità portante dello stesso, così come ben evidenziato dalla formula di Brinch Hansen. Nel caso in cui questa situazione non venisse effettivamente realizzata bisognerà tenerne debito conto e rivedere i calcoli esposti nel seguito (annullando il contributo del secondo addendo nella formula della capacità portante).

Per terreni non coesivi con un angolo di resistenza al taglio - in condizioni di volume costante - pari a 32 gradi la capacità portante limite può pertanto essere stimata attraverso la ben nota formula di Brinch-Hansen (1961,1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot N \cdot B \cdot s_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q$$

dove:

- γ' è il peso di volume immerso del terreno al di sotto della fondazione assunto pari a 19 kN/m³;
- N_{γ} ed N_q sono i fattori di capacità portante assunti pari a 30.22 e 23.18;
- B è la larghezza della fondazione;
- q' è la tensione efficace agente sul piano di posa della fondazione e vale 19 kPa (nell'ipotesi di approfondimento del plinto per 1.00 m dentro terra);
- s_{γ} ed s_q sono dei fattori di forma che sono funzioni del rapporto tra i lati della fondazione.

Viene trascurato il contributo di resistenza derivante dal terreno intorno alla fondazione che non sempre è effettivamente presente ed è spesso rimaneggiato.

Dal momento che le dimensioni delle fondazioni sono variabili in funzione dei carichi e che al momento della stesura dei documenti preliminari non erano disponibili indicazioni esatte circa le dimensioni di eventuali fondazioni dirette, il calcolo della capacità portante limite è stato condotto in forma parametrica, variando tra 1.00 e 4.00 m la dimensione della fondazione quadrata ed ipotizzando al presenza di due tipologie di fondazione nastriforme di larghezza rispettivamente 1 e 1.5 m.

La Tabella seguente riporta l'andamento dei valori di capacità portante limite: questi non sono comunque ancora quelli di progetto dal momento che in terreni non coesivi ad una elevata capacità portante corrisponde spesso un elevato cedimento e pertanto i valori finali potranno essere stabiliti solamente dopo aver eseguito i calcoli di congruenza delle deformazioni sull'insieme terreno-struttura.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Peso efficace per unità di volume	18	kN/m ³
Coesione	0	kPa
Angolo di resistenza al taglio	32	°

PARAMETRI GEOMETRICI

Profondità piano di posa	1	m
Fattore di forma s_γ fondazioni quadrate	1,32	
Fattore di forma s_q fondazioni quadrate	1,32	
Fattore di forma s_γ fondazioni nastriformi	1,00	
Fattore di forma s_q fondazioni nastriformi	1,00	

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N_γ	30,22
N_q	23,18
N_c	-

CAPACITA' PORTANTE ULTIMA IN CONDIZIONI DRENATE

$$q_{lim} = \frac{1}{2} * \gamma' * N_\gamma * B * s_\gamma + q' * N_q * s_q$$

B [m]	Q _{lim} [kPa]	Q _{amm} [kPa]	Tipo di fondazione
1,0	910	315	quadrata
1,5	1089	375	quadrata
2,0	1269	435	quadrata
2,5	1448	495	quadrata
3	1628	555	quadrata
3,5	1807	614	quadrata
4	1987	674	quadrata
1,0	689	242	Trave rovescia
1,5	825	287	Trave rovescia

Fattore di sicurezza	3,00
----------------------	------

4.2 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Nel caso di terreni non coesivi il progetto delle fondazioni superficiali avviene generalmente sulla base dei cedimenti ammissibili dalla struttura prima ancora che su valutazioni di capacità portante e quindi di resistenza al taglio del terreno di fondazione: la rottura per taglio del terreno è infatti improbabile, se non in presenza di plinti di dimensioni molto ridotte con carichi elevati ed in prossimità del piano campagna.

Prima di procedere con i numeri ed eseguire la stima dei cedimenti è interessante richiamare alcuni concetti fondamentali circa l'ammissibilità dei cedimenti delle fondazioni di edifici in cemento armato tradizionale.

4.2.1 Limiti ammissibili

Il primo problema da affrontare è quello dei limiti che devono essere posti al cedimento. Bisogna cioè stabilire quali sono i valori di massimo cedimento, assoluto e differenziale, che si verificheranno nel terreno a seguito dell'incremento tensionale indotto e se questi valori sono compatibili con le sovrastrutture. In altri termini bisogna valutare l'interazione terreno-struttura e una soluzione corretta, o perlomeno vicina alla realtà, può essere ottenuta solamente attraverso una costosa e complessa modellazione numerica.

Importante è poi anche la valutazione del tempo di decorso dei cedimenti nel tempo: tale parametro è infatti funzione delle caratteristiche di permeabilità dei terreni e quindi delle loro caratteristiche fisiche (curva granulometrica).

L'approccio generalmente seguito prevede di adottare delle limitazioni del cedimento assoluto e della distorsione angolare ammissibile in funzione del tipo di struttura considerata. Di norma, per strutture in cemento armato, si accetta un cedimento massimo della fondazione di 30 mm.

Per i cedimenti differenziali, e nel caso di presenza di eterogeneità stratigrafiche, tale valore deve essere riguardato con occhio critico: pertanto, in assenza di precise indicazioni da parte della vigente normativa tecnica italiana, si assume come ammissibile il limite di 25 mm. Questo valore è di poco inferiore a quanto suggerito dall'EUROCODICE 7 per l'Ingegneria Geotecnica, che costituirà a breve la normativa europea del settore.

4.3 STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI

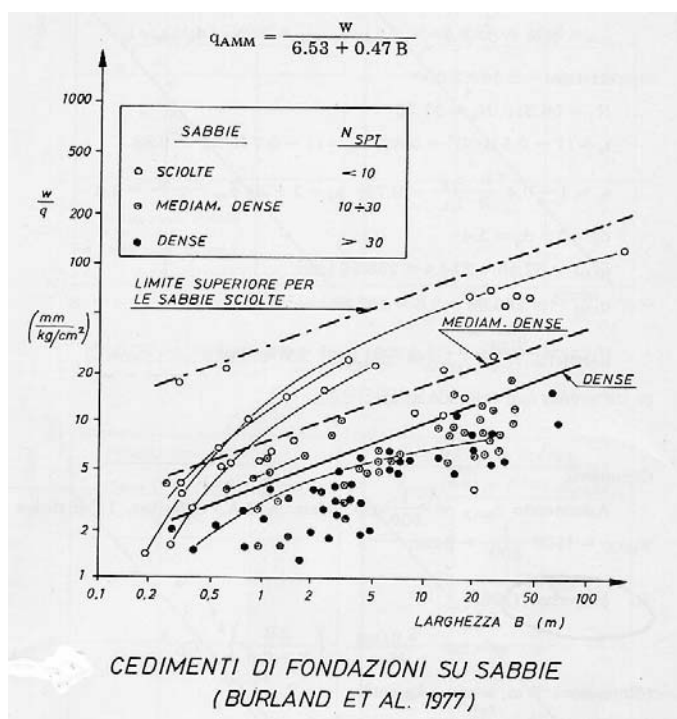
L'impossibilità di misurare i parametri di compressibilità dei terreni granulari non coesivi impone in questo caso l'adozione di un approccio empirico.

Al fine di ovviare alle evidenti incertezze che tale scelta impone, il calcolo è stato svolto secondo il metodo di calcolo proposto da Burland et al. che deriva da sperimentazioni e misure su casi in vera grandezza.

E' inoltre importante osservare che **il decorso dei cedimenti in terreni con queste caratteristiche è contemporaneo al crescere dei carichi** grazie alla elevata permeabilità che consente l'immediata dispersione delle pressioni interstiziali generate nei pori dal crescere dei carichi. Questo fatto rappresenta evidentemente un grande vantaggio in quanto i cedimenti si esauriscono nelle fasi preliminari della costruzione (struttura in cemento armato e messa in

esercizio dei carichi permanenti) ed hanno successivamente un'influenza quasi nulla nel corso della vita di esercizio della struttura stessa.

□ **APPROCCIO DI BURLAND, BROMS E DE MELLO, 1977**



I valori ottenuti con questo approccio sono desunti da un grafico in cui sono condensati i risultati delle osservazioni di centinaia di casi reali (Figura 1). Anche con questo metodo si osserva come il valore di capacità portante ammissibile sia effettivamente dettato dalla limitazione dei cedimenti, prima ancora che dalla resistenza al taglio del terreno. Per la stima dei cedimenti si è fatto prudenzialmente riferimento alla curva di materiali mediamente addensati.

Figura 1. Diagramma di Burland et al. per la stima dei cedimenti di fondazioni quadrate su terreni non coesivi

precedentemente determinati; il valore per fondazioni nastriformi non è ricavabile con questo particolare metodo ma si ritiene che i valori medi misurati per le fondazioni quadrate possano essere estrapolati anche alle fondazioni nastriformi.

Tabella 1
Stima dei cedimenti per valori di capacità portante pari a quella ammissibile

Dimensioni della fondazione [m]	Capacità portante ammissibile [mm]	Cedimento Metodo di Burland et al. [mm]
1	315	16.5
1.5	375	20.46
2	435	30.4
2.5	495	40
3	555	43.5

3.5	614	56.28
4	674	65
Nastriforme 1	242	<< 25
Nastriforme 1.5	287	<< 25

La stima dei cedimenti deve comunque essere riguardata come indicativa a causa dei seguenti fattori:

- non ci sono prove geotecniche attendibili, peraltro difficilmente eseguibili in presenza di terreni con queste caratteristiche granulometriche;
- i metodi proposti sono stati sviluppati per terreni sabbiosi, molto differenti da quelli qui incontrati: per le ghiaie - ed ancor più in presenza di trovanti - non esiste al momento nessun metodo che possa essere ritenuto soddisfacente. Il comportamento di questi ultimi è sicuramente comunque migliore di quello delle sabbie;
- l'esperienza su casi in vera grandezza sui quali si è proceduto alla strumentazione delle fondazioni dimostra come il metodo proposto rappresenti una sorta di limite superiore a quanto effettivamente si verifica nella realtà.

In assenza di indicazioni più precise e delle incertezze nella stima e nell'interpretazione dei parametri caratteristici del terreno si ritiene che i calcoli prodotti in questa sede siano conformi agli scopi proposti.

4.4 CONSIDERAZIONI FINALI SULLA CAPACITÀ PORTANTE

I valori definitivi ammissibili di capacità portante (Tabella 2) sono quindi desunti dall'insieme delle considerazioni generali sulla resistenza al taglio dei terreni - applicando un fattore di sicurezza pari a 3, così come da normativa - e sulla stima dei cedimenti indotti a causa dell'applicazione dei nuovi carichi.

La tabella 2 riporta i valori progettuali così definiti da utilizzare per il dimensionamento delle fondazioni nell'ipotesi di contenere i cedimenti entro i 25 mm.

Tabella 2

Valori di capacità portante ammissibile di progetto desunti dalle considerazioni combinate su portanza e deformabilità dei terreni di fondazione

Dimensioni della fondazione [m]	Valori di capacità portante ammissibile [kPa]
1	315
1.5	375
2	435
2.5	495
3	510
3.5	490
4	480
Nastriforme 1	242
Nastriforme 1.5	287

BIBLIOGRAFIA

- Berardi R., Lancellotta R., *Deformabilità dei terreni sabbiosi da un'analisi retrospettiva del comportamento di strutture reali*, Rivista Italiana di Geotecnica, Vol. XXVI, n.4, Ottobre/Dicembre 1992
- Brinch-Hansen J., *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Danish Geotechnical Institute, Bulletin 28, Copenhagen, 1970
- Burland J.B., *Notes on Foundations*, Materiale non Pubblicato, 1990
- Burland J.B., Burbidge M.C., *Settlement of Foundations on Sand and Gravel*, Proc. Inst. Civ. Eng., Part 1, 1985, 78, 1325-1381
- Burland J.B., Coatsworth S.R., *Estimating the Settlement of Foundations on Sand and Gravel*, ?
- Burland J.B., Broms B.B., DeMello V.F.B., *Behaviour of Foundations and Structures*, State of the Art Report, Session 2, Proc. IX ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 2
- Burland J.B., Wroth C.P., *Settlement of Buildings and Associated Damage*, State-of-the-art Review, Proc. Conf. Settl. of Struct., Cambridge, Pentech Press, London, pp.611-654
- Bustamante M., Doix B., *Une Methode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectes*, Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussees, ?, Parigi
- Canadian Foundation Engineering Manual*, Canadian Geotechnical Society, 2nd Edition, 1985
- Cestari F., *Prove Geotecniche in Sito*, Geo-graph, Segrate, 1990
- CIRIA report SP25, *Site Investigation Manual*, 1983
- Eurocodice EC7 per l'Ingegneria Geotecnica*, Edizione Provvisoria, 1988
- Holtz R.D., Kovacs W.D., *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, New York, 1981
- Lambe T.W., Whitman R.V., *Soil Mechanics*, Wiley, 1969
- Lancellotta R., *Geotecnica*, Zanichelli, Bologna, 1993
- Pasqualini E., *Standard Penetration Test*, XI Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, 1983
- Peck R.B., Hanson W.E., Thornburn T.H., *Foundation Engineering*, Wiley International, New York, 1974