



COMUNE DI
BAGNOLO DI PO
Provincia di Rovigo

AGGIORNAMENTO PROGETTO ESECUTIVO

Rigenerazione dell'Impianto Sportivo di Bagnolo di Po ai fini della pratica sportiva e dell'inclusività degli spazi mediante rifacimento degli spogliatoi e delle aree pertinenziali esterne.

Committente:

Comune di Bagnolo di Po
Piazza Marconi, 159
45022 Bagnolo di Po - RO

Data:

Ottobre 2022
Rev.01

Elaborato:

D2
RELAZIONE GENERALE GEOTECNICA

Impianto Sportivo
PROGETTO ESECUTIVO

D2

PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI

Ing. Claudio Milan

Ordine degli Ingegneri di Rovigo n. 399
via Biganelli, 5 - 45020 Villanova del Ghebbo (RO)
ing.milan@libero.it

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Geom. Riccardo RESINI

PREMESSA

Nel mese di agosto 2020 lo scrivente veniva incaricato dal Comune di Bagnolo Po di eseguire uno studio geologico e geotecnico di un'area destinata ad intervento di ristrutturazione degli spogliatoi a servizio degli impianti sportivi di Via Napoleonica, 1482 onde rilevarne le caratteristiche geologiche e geotecniche del substrato come previsto dall'attuale normativa e, precisamente, dal D.M. 17/01/2018 recante "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Si sono altresì tenute presenti le disposizioni dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 e successive modificazioni riguardanti la classificazione sismica dei suoli che introduce il Comune di Bagnolo di Po (RO) nella zona sismica 3.

Si ritiene, ai sensi dell'articolo 6.2.2 delle norme NTC 2018, di ricadere nel caso di costruzioni o interventi di modesta rilevanza, che ricadono in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico. Pertanto la progettazione in oggetto può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate. A tal fine ci si avvale della relazione geotecnica allegata, redatta dal Dott. Geol. Luciano Alberti nel mese di Agosto dell'anno 2009 per il lotto identificato al Catasto con Foglio 4 - mappali 249, 244 che dista circa duecento metri dagli impianti sportivi in oggetto. La stessa relazione geotecnica è stata utilizzata, in data 01/03/2013, dal progettista del fabbricato adibito a servizi accessibile ai disabili, a servizio del pubblico spettatore presso gli stessi impianti sportivi del Comune di Bagnolo di Po.

Per l'ulteriore caratterizzazione sismica del sito si sono tenute presenti le risultanze di alcune prove profonde (spinte a -30 m dal p.c.), a conoscenza dello scrivente, che sono risultate sostanzialmente omogenee sull'intera zona che comprende il sito in esame.

Per l'esecuzione della sopracitata prova CPT (Cone Penetration Test) è stata impiegata un'attrezzatura con le seguenti principali caratteristiche operative:

- spinta massima nominale 15 t (Penetrometro statico olandese tipo Gouda);
- punta meccanica tipo Begemann ϕ 35,7 mm, angolo d'apertura 60°, ara base 10 cm², velocità d'avanzamento 2 cm/s;
- manicotto di frizione ϕ 36 mm, area laterale 150 cm²;
- Profilo penetrometrico con indicazione di valori di resistenza rilevati dalle letture ai manometri durante l'infissione dello strumento (valori di resistenza alla punta R_p , valori di resistenza laterale R_l e valori di resistenza totale e loro elaborazione).

(I valori ottenuti sono espressi in kg/cm² si considera 1 kg/cm² = 98 kPa).

Allegato 1

COMUNE DI BAGNOLO DI PO
PROVINCIA DI ROVIGO

L.R.16/2007 - Disposizioni generali in materia di eliminazione delle barriere architettoniche (E.F. 2009)

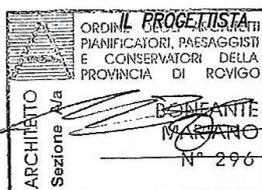
Progetto Definitivo-Esecutivo

**REALIZZAZIONE DI UN FABBRICATO ADIBITO A SERVIZI
ACCESSIBILE AI DISABILI, A SERVIZIO DEL PUBBLICO
SPETTATORE PRESSO GLI IMPIANTI SPORTIVI DEL COMUNE**

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

ELAB.N° **SR1**

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	21.01.2013	emesso per approvazione	M.B.	M.B.	M.B.



DATA:

01 MAR. 2013

VISTO: L'AMMINISTRAZIONE

Architetto Mariano Bonfante, Via Pertini 63/36 - Bagnolo di Po (Ro). Tel.349 8447930

INTRODUZIONE

La presente relazione geologico-geotecnica è a corredo del progetto per i lavori di "Realizzazione di un fabbricato adibito a servizi accessibile ai disabili, a servizio del pubblico spettatore presso gli impianti sportivi del comune" nel comune di Bagnolo di Po.

La principale normativa di riferimento è il D.M. 14/01/2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C. 2008), in particolare :

- **"6.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI**

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, di cui al § 6.2.1. devono essere esposti in una specifica relazione geologica.

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, di cui al § 6.2.2; unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica."

- **"6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO**

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.

- **"6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA**

... (omissis)....Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata

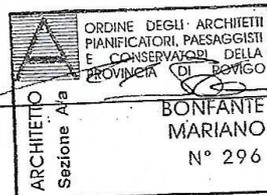
sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali."

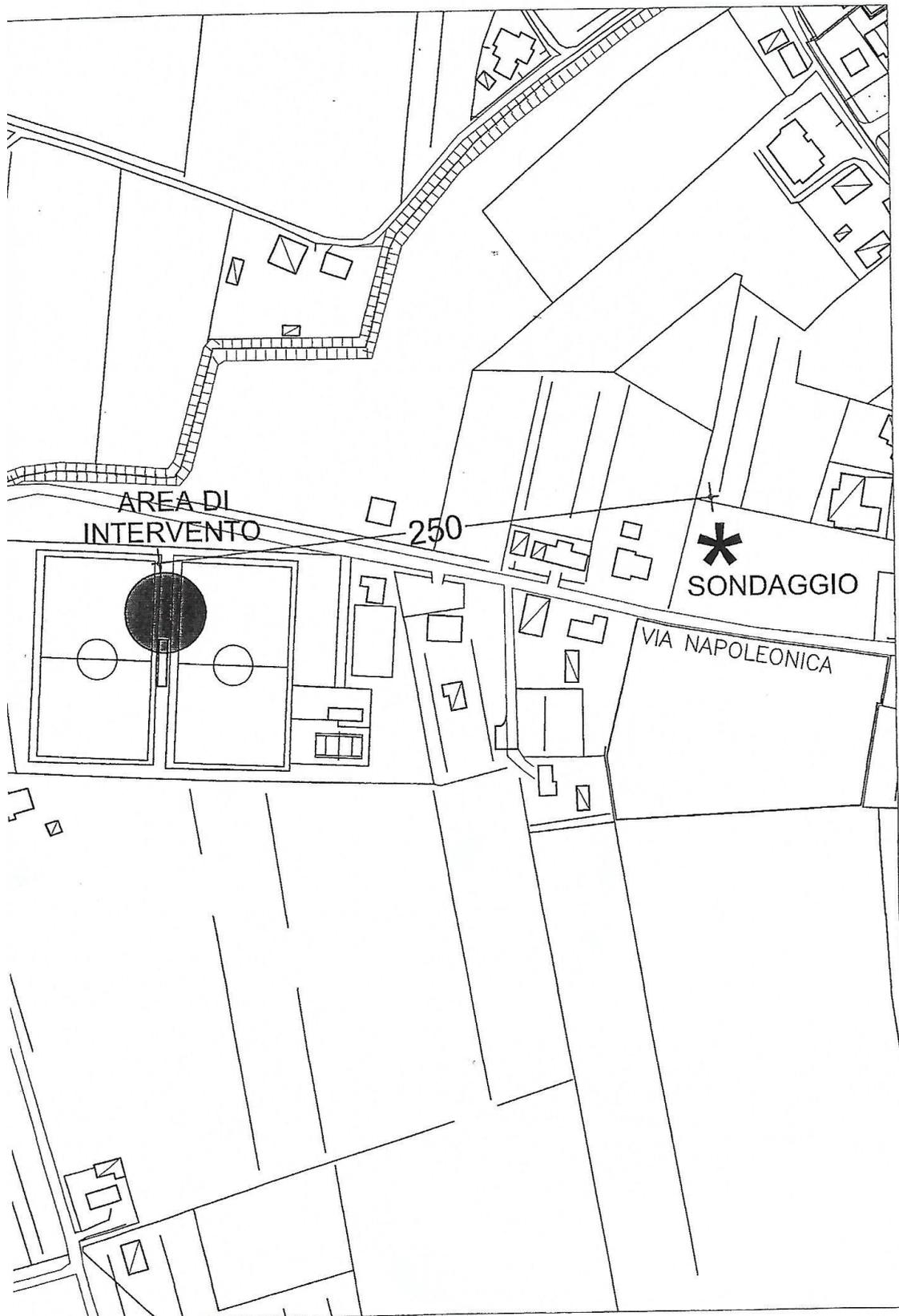
In riferimento a quest'ultimo passaggio del testo normativo, considerata la modesta rilevanza del'intervento in oggetto, la conoscenza del sito oggetto di intervento, grazie alla presenza di indagini effettuate anche in tempi molto recenti, ci si avvale dei dati ricavati da dette ultime indagini quale base per la caratterizzazione geologica/geotecnica del sito e per la progettazione delle strutture dell'edificio.

A tal proposito si allega alla presente il principale documento preso a riferimento - relazione Geologica-geotecnica del Dott.Geol. Luciano Alberti, redatta in data Agosto 2009 ed allegata al progetto di costruzione di un fabbricato di civile abitazione in Via Napoleonica, detto documento è stato fornito per gentile concessione al sottoscritto tecnico progettista dai committenti dell'intervento succitato.

Il sito esaminato dista circa 250 m. dal luogo oggetto dell'intervento in progetto.

Il tecnico Progettista
Arch. Mariano Bonfante





NIMETRIA INDIVIDUAZIONE AREA DI INTERVENTO E ZONA DI SONDAGGIO

Geo 3

Geologia-Geotecnica-Geomorfologia
Dott. Geol. Luciano Alberti

Uff. Via Oberdan, 7 45100 Rovigo
Tel/Fax 0425/422012 Cell. 338/1581945
E-Mail albertiluciano@libero.it
C.F. LBR LCN 48T13 A435C
P.IVA 00251660296

=====

OGGETTO : costruzione fabbricato unifamiliare ad uso civile abitazione.

LOCALITA' : Bagnolo di Po -Foglio 4 – mappali 249,244

=====

RELAZIONE DI GEOLOGIA TECNICA

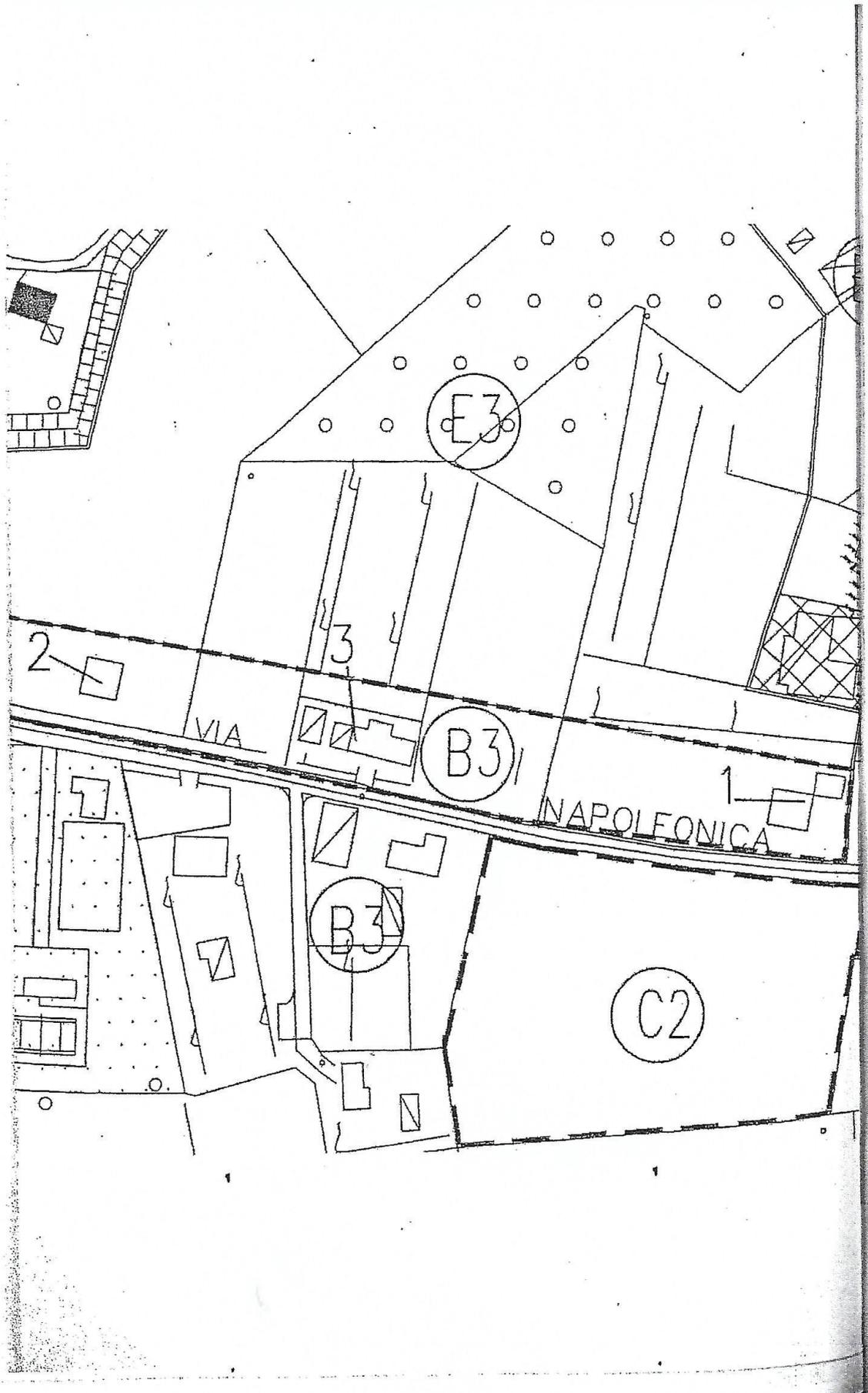
IL RELATORE DOTT. GEOL. LUCIANO ALBERTI

La relazione che segue e' conforme al D.M. LL.PP. 11/3/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilita' dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"

La zona di studio ha una sismicit  variabile da 0,075 a 0,100g viene classificata secondo EC7 e EC8 appartenendo alla zona sismica 3.







TERMINI DEL PROBLEMA

- a) Verificare la fattibilità e la modalità di costruzione di un fabbricato ad uso residenziale.
- b) Verificare la continuità litologica del terreno sottostante le fondazioni dei manufatti e delle zone limitrofe.
- c) Dedurre la portata ammissibile e dare informazioni sul tipo di fondazione (continua, come richiesta dal progettista) nonché valutare i cedimenti indotti nel terreno sottostante.

INDAGINI IN SITU

Nella zona (vedi planimetria) è stata effettuata una prova penetrometrica statica spinta alla profondità di 10,00 metri dal p.c. e un rilevamento della profondità della falda freatica che risultava ad una profondità di 2,80 metri dal piano campagna.

Dalle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni attraversati, si è provveduto a determinare quei parametri essenziali per la calcolo dei cedimenti.

ANDAMENTO ACQUE SOTTERRANEE

L'andamento delle acque sotterranee, nella zona di studio, dipende dalla regimazione dei corsi d'acqua limitrofi e dalla piovosità.

Si rammenta che non si tratta di una falda vera e propria ma di acque di ritenzione delle argille dopo un periodo di estrema piovosità.

Geo 3

Dott. Geol. Alberti Luciano

PROVA PENETROMETRICA N° 1
 VALORI DI Rp e RI CON LETTURA DIGITALE RESTITUZIONE REALE E LITOLOGIA PRESUNTA
 PENETROMETRO STATICO OLANDESE TIPO GOUDA DA 15 t

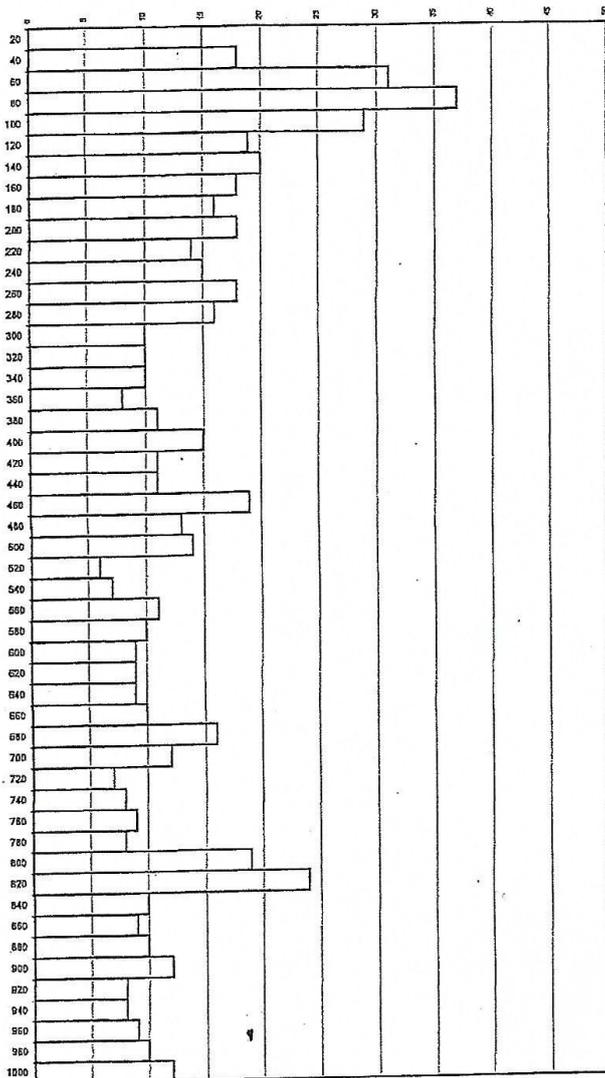
RIFERIMENTO : Geom. Mazzali Luca
 COMMITTENTE : Prearo-Bonfante
 LOCALITA' E-DATE : Bagnolo di Po (Ro) - 29/07/09 -
 QUOTA INIZIO : piano campagna
 PROFONDITA' FALDA : 2,80 metri da quota inilo

Profondità (cm)	Kg/cmq		Litologia Begemann	NOMENCLATURA BEGEMANN
	Rp	Ri		
20	15	0,5		LIMI ED ARGILLE
40	18	0,4		LIMI SABBIOSI - SABBIE LIMOSE
60	31	0,9		LIMI SABBIOSI - SABBIE LIMOSE
80	37	0,8		LIMI SABBIOSI - SABBIE LIMOSE
100	29	1,1		LIMI ED ARGILLE
120	19	0,6		LIMI ED ARGILLE
140	20	1,1		LIMI ED ARGILLE
160	18	0,9		LIMI ED ARGILLE
180	16	0,9		LIMI ED ARGILLE
200	18	1,1		LIMI ED ARGILLE
220	14	0,9		LIMI ED ARGILLE
240	15	0,7		LIMI ED ARGILLE
260	18	0,5		LIMI SABBIOSI - SABBIE LIMOSE
280	16	0,4		LIMI SABBIOSI - SABBIE LIMOSE
300	10	0,5		LIMI ED ARGILLE
320	10	0,5		LIMI ED ARGILLE
340	10	0,5		LIMI ED ARGILLE
360	8	0,6	V-V-V-V-V-V-V-V-V-V	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE
380	11	0,4		LIMI ED ARGILLE
400	15	0,5		LIMI ED ARGILLE
420	11	0,5		LIMI ED ARGILLE
440	11	0,5		LIMI ED ARGILLE
460	18	0,5		LIMI SABBIOSI - SABBIE LIMOSE
480	13	1	V-V-V-V-V-V-V-V-V-V	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE
500	14	0,4		LIMI SABBIOSI - SABBIE LIMOSE
520	8	0,6	V-V-V-V-V-V-V-V-V-V	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE
540	7	0,4		LIMI ED ARGILLE
560	11	0,5		LIMI ED ARGILLE
580	10	0,5		LIMI ED ARGILLE
600	9	0,4		LIMI ED ARGILLE
620	9	0,4		LIMI ED ARGILLE
640	9	0,4		LIMI ED ARGILLE
660	10	0,5		LIMI ED ARGILLE
680	16	0,5		LIMI SABBIOSI - SABBIE LIMOSE
700	12	0,3		LIMI SABBIOSI - SABBIE LIMOSE
720	7	0,4		LIMI ED ARGILLE
740	8	0,3		LIMI ED ARGILLE
760	9	0,3		LIMI ED ARGILLE
780	8	0,5		LIMI ED ARGILLE
800	19	0,3	O-O-O-O-O-O-O-O-O-O	SABBIE E SABBIE CON GHIAIE
820	24	0,5		LIMI SABBIOSI - SABBIE LIMOSE
840	10	0,7	V-V-V-V-V-V-V-V-V-V	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE
860	9	0,4		LIMI ED ARGILLE
880	10	0,4		LIMI ED ARGILLE
900	12	0,4		LIMI ED ARGILLE
920	8	0,4		LIMI ED ARGILLE
940	8	0,5		LIMI ED ARGILLE
960	9	0,5		LIMI ED ARGILLE
980	10	0,5		LIMI ED ARGILLE
1000	12	0,4		LIMI ED ARGILLE

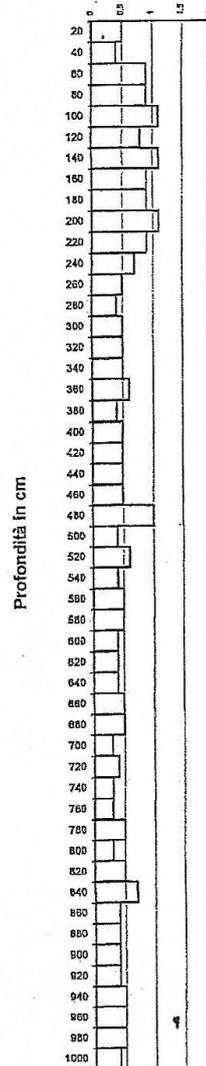
PROVA PENETROMETRICA N° 1
 VALORI DI Rp e Ri CON LETTURA DIGITALE RESTITUZIONE REALE E LITOLOGIA PRESUNTA
 PENETROMETRO STATICO OLANDESE TIPO GOUDA DA 15 t

RIFERIMENTO : Geom. Mazzali Luca
 COMMITTENTE : Prearo-Bonfante
 LOCALITA' E DATA : Bagnolo di Po (Ro) - 29/07/09 -
 QUOTA INIZIO : piano campagna
 PROFONDITA' FALDA : 2,80 metri da quota inizio

Pressione sulla punta di penetrazione (Kg/cmq)



Resistenza laterale (Kg/cmq)



NATURA E CARATTERISTICHE DI GEOLOGIA-TECNICA DEL SOTTOSUOLO DESUNTE DALLE INTERPRETAZIONI DELLA PROVA PENETROMETRICA

- da piano campagna fino alla profondità di 2,80 metri si riscontra la presenza di limi sabbiosi intercalati da argille e limi che restituiscono una Rpm (Resistenza media alla punta) di 12-18 kg/cmq;

(trattasi di una crosta essiccata dalle discrete capacità portanti)

- da 2,80 a 10,00 metri ,dal p.c. ,compaiono limi ed argille a volte organiche (torbe) che restituiscono una Rpm di 8-12kg/cmq con valori minimi ripetuti di 8 kg/cmq ;

(trattasi di uno strato dalle mediocri-discrete capacità portanti)

CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Dall'indagine in situ (prova penetrometrica statica) il terreno di fondazione si presenta con mediocri capacità portanti .

PRESSIONE AMMISSIBILE SUL TERRENO DI FONDAZIONI!

Le verifiche e le calcolazioni che seguono sono relative ad una fondazione del tipo continua con quota d'impostazione corrispondente a 0,80 - 1,00 metri dal piano campagna attuale.

Si terrà conto di una falda superficiale leggermente sotto il piano di posa delle fondazioni stesse.

Si rammenta che la capacità portante che ne deriva esclude il peso della fondazione stessa.

Nell'analisi dei carichi il progettista ne dovrà tenere conto.

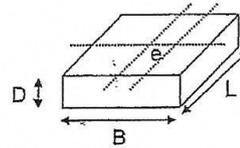
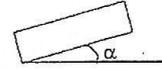
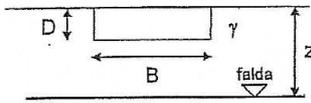
Geo 3

Dott. Geol. Alberti Luciano

Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

B =	1,00	[m]
L =	20,00	[m]
D =	1,00	[m]
R =	0,00	[m]
e =	0,00	[m]
α =	0,00	[°]



2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1700,00	[kg / m ³]
ϕ =	8	[°]
δ =	5	[°]
c =	0,15	[kg / cm ²]
Kp =	1,323	
ca =	0,00	[kg / cm ²]

Presenza della falda: SI

Z = 2,8 [m]

Fattore di sicurezza = 3

3 - Metodo di calcolo proposto da Terzaghi (1943):

Tipo di Fondazione: **Nastriforme**

Fattori di forma:

sc = 1

sq = 1

sy = 1

Nq =	2,209
Nc =	8,602
Ny =	0,902

Q =	348.500,00	[kg]	→ capacità portante
Qult =	1,74	[kg / cm ²]	
Qamm =	0,58	[kg / cm ²]	

4 - Metodo di calcolo proposto da Meyerhof (1963):

Fattori di forma

sc = 1,013

sq = 1,007

sy = 1,007

Fattori di profondità

dc = 1,230

dq = 1,115

dy = 1,115

Fattori di inclinazione

ic = 1,000

iq = 1,000

ly = 1,000

Nq =	2,058
Nc =	7,527
Ny =	0,209

Q =	363.982,79	[kg]	→ capacità portante
Qult =	1,82	[kg / cm ²]	
Qamm =	0,61	[kg / cm ²]	

LEGENDA:

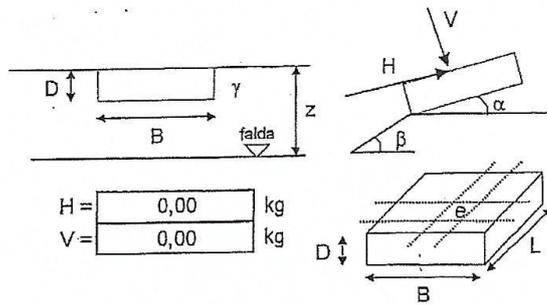
B = Larghezza della fondazione
 L = Lunghezza della fondazione
 D = Profondità piano di posa fondazione
 R = Raggio della fondazione
 Z = Quota falda dal p.c.
 e = Eccentricità in B
 α = Angolo d'inclinazione fondazione

N = Sforzo normale
 T = Sforzo di taglio
 γ = Peso di volume del terreno
 ϕ = Angolo di attrito
 δ = Angolo di attrito terreno - fondazione
 c = Coesione
 Kp = Coeff. Spinta passiva
 ca = adesione lungo la base fondale

Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

B =	1,00	[m]
L =	20,00	[m]
D =	1,00	[m]
e_B =	0,00	[m]
e_L =	0,00	[m]
α =	0,00	[°]



H =	0,00	kg
V =	0,00	kg

2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1700,00	[kg / m ³]
ϕ =	8	[°]
δ =	5	[°]
c =	0,15	[kg / cm ²]
Kp =	1,323	
ca =	0,00	[kg / cm ²]
β =	0,00	[°]

Presenza della falda: SI

Z = 2,8 [m]

Fattore di sicurezza = 3

3 - Metodo di calcolo proposto da Brinch - Hansen :

Fattori di forma	sc = 1,013	sq = 1,007	s γ = 1,007
Fattori di profondità	dc = 1,405	dq = 1,208	d γ = 1,000
F. inclinazione carico	ic = 1,000	iq = 1,000	i γ = 1,000
F. inclinaz. piano di posa	bc = 1,000	bq = 1,000	b γ = 1,000
F. inclinazione Terreno	gc = 1,000	gq = 1,000	g γ = 1,000

VERIFICA APPLICABILITA' DEL METODO:

$H < V \tan \delta + Af ca$	Componenti di carico assenti
$\beta \leq \phi$	Verifica Soddisfatta
$q, i\gamma > 0$	Verifica Soddisfatta
$\beta + \alpha \leq 90^\circ$	Verifica Soddisfatta

Nq =	2,058
Nc =	7,527
N γ =	0,860

Q =	421.327,21	[kg]	capacità portante
Qult =	2,11	[kg / cm ²]	
Qamm =	0,70	[kg / cm ²]	

LEGENDA:

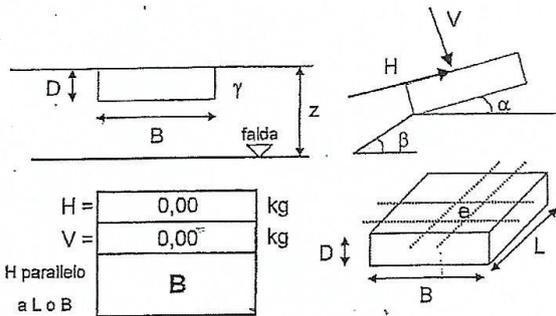
B = Larghezza della fondazione
 L = Lunghezza della fondazione
 D = Profondità piano di posa fondazione
 R = Raggio della fondazione
 Z = Quota falda dal p.c.
 e_B, e_L = Eccentricità in B o in L
 α = Angolo d'inclinazione fondazione
 β = Angolo d'inclinazione pendio

N = Sforzo normale
 T = Sforzo di taglio
 γ = Peso di volume del terreno
 ϕ = Angolo di attrito
 δ = Angolo di attrito terreno - fondazione
 c = Coesione
 Kp = Coeff. Spinta passiva
 ca = adesione lungo la base fondale
 H; V; = Componenti del carico Tangente e Normale alla base.

Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

B =	1,00	[m]
L =	20,00	[m]
D =	1,00	[m]
e _a =	0,00	[m]
e _L =	0,00	[m]
α =	0,00	[°]



H =	0,00	kg
V =	0,00	kg
H parallelo a L o B	B	

2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1700,00	[kg / m ³]
φ =	8	[°]
δ =	5	[°]
c =	0,15	[kg / cm ²]
K _p =	1,323	
ca =	0,00	[kg / cm ²]
β =	0,00	[°]

Presenza della falda: Si

Z = 2,8 [m]

Fattore di sicurezza = 3

FONDAZIONE: Rettangolare

3 - Metodo di calcolo secondo l'Eurocodice 7 (Metodo EC7):

Fattori di forma	sc =	1,014	sq =	1,007	sy =	0,985
Fattori di profondità	dc =	1,139	dq =	1,208	dy =	1,000
F. inclinazione carico	ic =	1,000	iq =	1,000	iy =	1,000
F. inclinaz. piano di posa	bc =	1,000	bq =	1,000	by =	1,000
F. inclinazione Terreno	gc =	1,000	gq =	1,000	gy =	1,000

VERIFICA APPLICABILITA' DEL METODO (Brinch-Hansen):

H < V tan δ + Af ca Componenti di carico assenti
β ≤ φ Verifica Soddisfatta
i_q, i_y > 0 Verifica Soddisfatta
β + α ≤ 90° Verifica Soddisfatta

N _q =	2,058
N _c =	7,527
N _γ =	0,297

Q =	350.840,91	[kg]	capacità portante
Q _{ult} =	1,75	[kg / cm ²]	
Q _{amm} =	0,58	[kg / cm ²]	

LEGENDA:

B = Larghezza della fondazione
L = Lunghezza della fondazione
D = Profondità piano di pose fondazione
R = Raggio della fondazione
Z = Quota falda dal p.c.
e_a, e_L = Eccentricità in B o in L
α = Angolo d'inclinazione fondazione
β = Angolo d'inclinazione pendio

N = Sforzo normale
T = Sforzo di taglio
γ = Peso di volume del terreno
φ = Angolo di attrito
δ = Angolo di attrito terreno - fondazione
c = Coesione
K_p = Coeff. Spinta passiva
ca = adesione lungo la base fondale
H; V; = Componenti del carico Tangente e Normale alla base.

Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

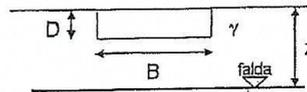
Committente: BONFANTE - PREARO Bagnolo di Po (Ro)

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

Base =	1,00	[m]
Lungh =	20,00	[m]
Profond =	1,00	[m]
ecc _B =	0,00	[m]
ecc _L =	0,00	[m]
α =	0,00	[°]

H =	0,00	[kg]
V =	0,00	[kg]

H parallelo a L o B B



2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1700,00	[kg / m ³]
φ =	8	[°]
δ =	5	[°]
c =	0,15	[kg / cm ²]
K _p =	1,323	
ca =	0,00	[kg / cm ²]
β =	0,00	[°]

Falda Z = 2,8 [m]

Presenza della falda: SI

Fattore di sicurezza = 3

3 - Metodo di calcolo proposto da Terzaghi (1943):

Fond. Tipo: Nastriforme

N _q =	2,209
N _c =	8,602
N _γ =	0,902

Q =	348.500,00	[kg]	capacità portante
Qult =	1,74	[kg / cm ²]	
Qamm =	0,58	[kg / cm ²]	

4 - Metodo di calcolo proposto da Meyerhof (1963):

N _q =	2,058
N _c =	7,527
N _γ =	0,209

Q =	363.982,79	[kg]	capacità portante
Qult =	1,82	[kg / cm ²]	
Qamm =	0,61	[kg / cm ²]	

5 - Metodo di calcolo proposto da Brinch - Hansen:

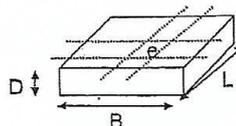
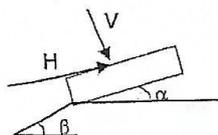
N _q =	2,058
N _c =	7,527
N _γ =	0,860

Q =	421.327,21	[kg]	capacità portante
Qult =	2,11	[kg / cm ²]	
Qamm =	0,70	[kg / cm ²]	

6 - Metodo di calcolo secondo l' Eurocodice 7 (Metodo EC7):

N _q =	2,058
N _c =	7,527
N _γ =	0,297

Q =	350.840,91	[kg]	capacità portante
Qult =	1,75	[kg / cm ²]	
Qamm =	0,58	[kg / cm ²]	



DIFFERENZE TRA I VARI METODI PROPOSTI

	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen	EC7
Nq =	2,209	2,058	2,058	2,058
Nc =	8,602	7,527	7,527	7,527
Ng =	0,902	0,209	0,860	0,297

	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen	EC7	
Q =	348.500,00	363.982,79	421.327,21	350.840,91	[kg]
Qult =	1,74	1,82	2,11	1,75	[kg / cm ²]
Qamm =	0,58	0,61	0,70	0,58	[kg / cm ²]

Nq					
Terzaghi	>	Meyerhof	=	Brinch -Hansen	=
	0,151		0,000		0,000

Nc					
Terzaghi	>	Meyerhof	=	Brinch -Hansen	=
	1,075		0,000		0,000

Ng					
Terzaghi	>	Meyerhof	<	Brinch -Hansen	>
	0,693		0,650		0,562

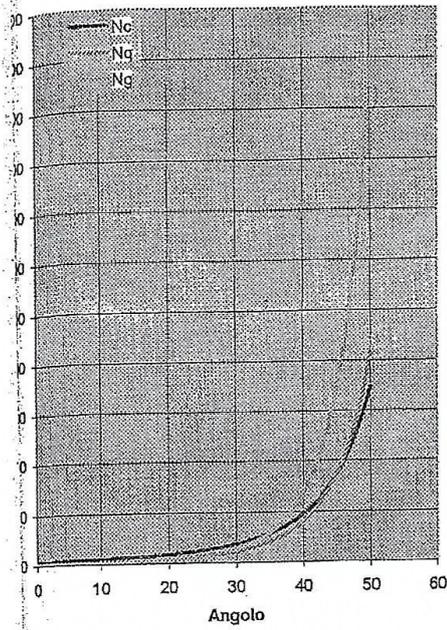
Q = Capacità Portante					
Terzaghi	<	Meyerhof	<	Brinch -Hansen	>
	15.482,789		57.344,425		70.486,305

Q ultimo					
Terzaghi	<	Meyerhof	<	Brinch -Hansen	>
	0,077		0,287		0,352

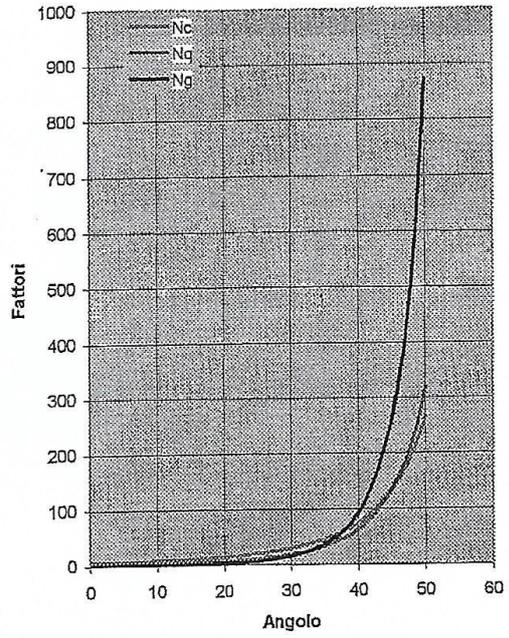
Q ammissibile					
Terzaghi	<	Meyerhof	<	Brinch -Hansen	>
	0,026		0,096		0,117

CORRELAZIONI GRAFICHE FATTORI DI FONDAZIONE

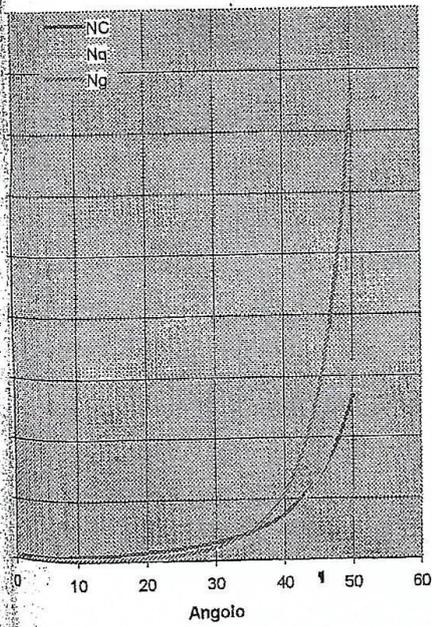
Terzaghi



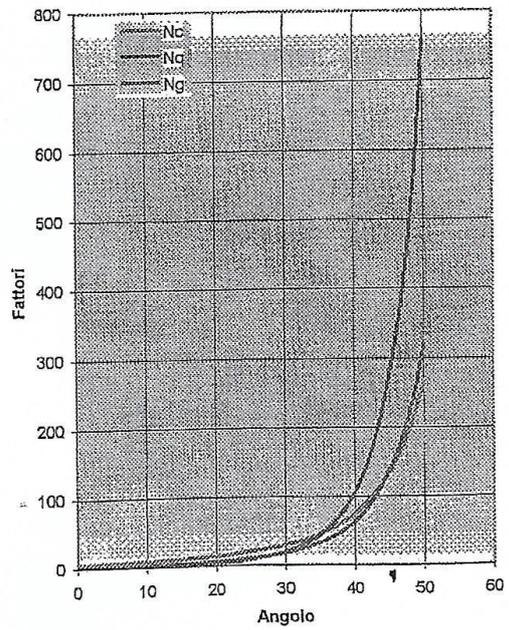
Meyerhof



Brinch - Hansen

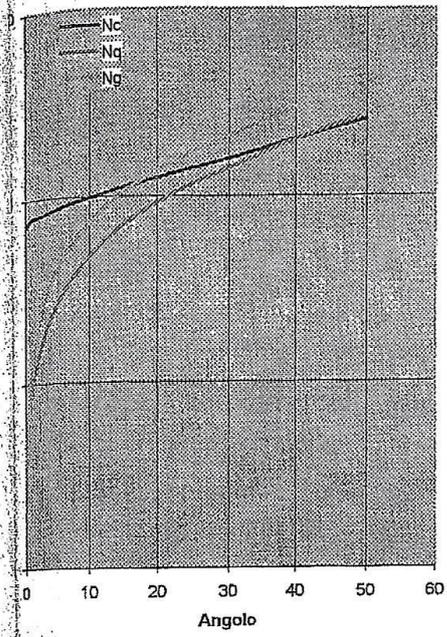


EC7

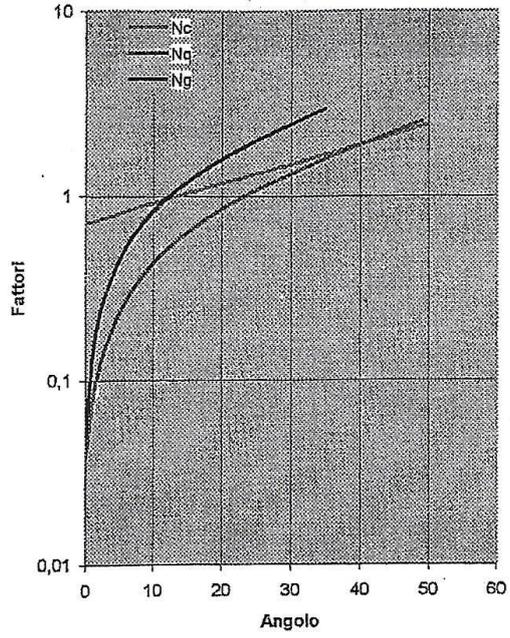


CORRELAZIONI LOGARITMICHE DEI FATTORI DI FONDAZIONE

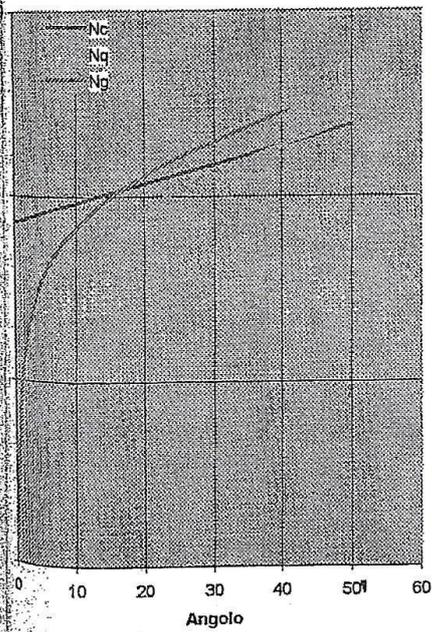
Terzaghi



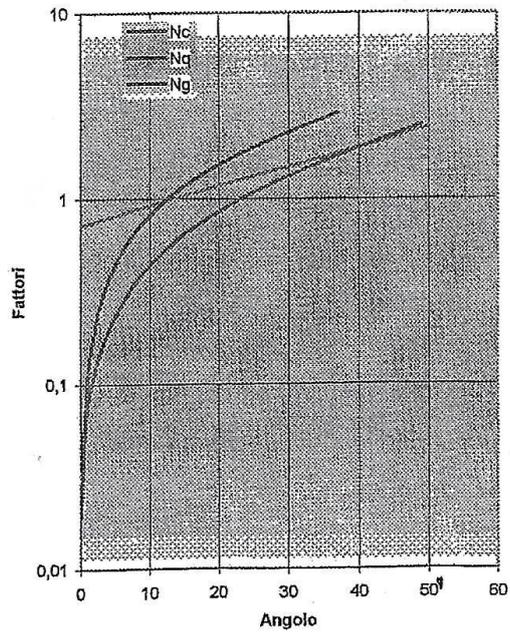
Meyerhof



Brinch - Hansen



EC7



CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

La capacità portante del terreno di fondazione e' stata calcolata tenendo conto delle esigenze del progettista che prevede come soluzione fondazioni continue.

Le formule usate sono quelle classiche proposte da *Terzaghi & Peck Meyerhof*, *Brinch-Hansen*, *EC7* e più precisamente:

(Fondazioni Continue)

$$q_{lim} = cN_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma$$

dove:

$N_c, N_q, N_\gamma =$	sono fattori di capacità portante adimensionali, funzioni dell'angolo di attrito interno .
$c =$	coesione
$B =$	larghezza fondazione
$q_0 =$	pressione efficace sul piano di fondazione $= \gamma D$
$D =$	profondità di imposta fondazione
$\gamma =$	peso di volume del terreno - γ' = peso immerso

La prima parte della formula considera che il terreno abbia coesione e angolo di attrito ma nessun peso;

la parte centrale che il materiale abbia solo attrito e sia soggetto al sovraccarico;

la terza parte che il materiale abbia peso e attrito ma nessuna coesione.

Geo 3

Dott. Geol. Alberti Luciano

Per l'occasione si e' adottato un coefficiente di sicurezza pari a 3 onde ottenere il carico ammissibile sul terreno, quindi :

$$q_{amm} = \frac{qd}{3}$$

DALL'APPLICAZIONE DELLA FORMULA RISULTA UNA PRESSIONE AMMISSIBILE DI 0,60 Kg/cmq.

SI ALLEGANO ALCUNE CALCOLAZIONI PER DIVERSE DIMENSIONI DELLE FONDAZIONI.

IL PROGETTISTA POTRA' AVVALERSI DI TALI DATI ONDE VALUTARE LA CAPACITA' PORTANTE IN FUNZIONE DELL'AUMENTO DELLA LARGHEZZA E I CEDIMENTI RELATIVI

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Per ottenere i parametri utili per la calcolo dei cedimenti si sono utilizzate correlazioni fra la resistenza alla punta e laterale del penetrometro.

Per quanto riguarda le corrispondenze fra la resistenza alla punta e il modulo edometrico di deformazione sono state ampiamente descritte da: Sanglerat '72 - Holden '73 - Ricceri et alia '74 - Mitchell e Gardner '75.

Si sono poi utilizzate le correlazioni proposte da Terzaghi-Peck '67 - Ricceri et alia '74 - A.G.I. '77 per le caratteristiche di volume e la valutazione della coesione non drenata.

Sanglerat, 1972 propone la seguente correlazione fra la Resistenza alla punta R_p e il Modulo edometrico E_{ed} .

Geo 3

Dott. Geol. Alberti Luciano

$$E_{ed} = \alpha R_p$$

da esperienze di laboratorio tale fattore di correlazione risulta, per i terreni incontrati pari a 3.

Anche per la quantizzazione della coesione non drenata si e' fatto riferimento a quanto proposto da Ricceri et alia 1974 - A.G.I. 1977 ovvero:

$$C_u = \frac{R_p}{\beta}$$

Per il caso β e' stato assunto pari a 20.

CEDIMENTI INDOTTI

Ipotesi:

- modulo edometrico (E) desunto dalle correlazioni già citate pari a 3 Rpm;
- tensioni verticali nel sottosuolo calcolate secondo la teoria dell'elasticità (*Boussinesq, 1885 - Timoshenko, 1931*);
- consolidazione monodimensionale (schema edometrico).

Il calcolo dei cedimenti (*L'Herminier, 1953 - Meyerof, 1956 - Sanglerat, 1972*) e' stato condotto su strati di 20 centimetri di incremento di profondità valutando per ciascun microstrato la tensione verticale al centro dello stesso (v) ed il relativo

modulo edometrico con la seguente formula:

$$cedimento = \sum \frac{h \sigma_v}{E_{ed}}$$

Geo 3

Dott. Geol. Alberti Luciano

dove :

h = spessore dello strato nel caso 20 cm;

σ_v = tensione indotta verticalmente calcolata al centro dello strato secondo le teorie citate;

E_{ed} = modulo edometrico variabile in funzione del terreno attraversato compreso fra 2 e 5 (Sanglerat) Rpm;

IPOTESI DI CARICO

Per le fondazioni continue superficiali si e' calcolata la pressione limite mediante le formule proposte da Terzaghi quindi si e' applicata una riduzione adoperando un coefficiente di sicurezza pari a tre.

Le dimensioni di calcolo sono:

lunghezza = 20 m.

larghezza = 0,80 - 1,00 - 1,20 metri

profondità di imposta = 0,8 - 1,00 - metri dal piano campagna.

Per quanto detto e nell'ipotesi di consolidazione monodimensionale (schema edometrico), considerata la distribuzione nel sottosuolo delle tensioni in profondità, lungo la verticale passante per il baricentro di una superficie quadrata uniformemente caricata, si e' provveduto alla calcolazione dei valori teorici degli assestamenti totali considerando una fondazione perfettamente flessibile.

dalla formula già descritta :

$$CEDIMENTO = \sum \frac{h\sigma_v}{E_{ed}}$$

dove :

Geo 3

Dott. Geol. Alberti Luciano

- h = spessore dello strato considerato;
 σ_v = tensione indotta verticalmente calcolata alla metà dello strato considerato;
 E_d' = modulo edometrico pari a 3 Rpm.

CEDIMENTI BARICENTRICI METODO J.O. OSTERBERG

FONDAZIONE CONTINUA

LARGHEZZA	PRESSIONE	CED. ELASTICI	CED. RIGIDI	PORTATA
cm	Kg/cmq	cm	cm	Kg/ml
80	0,6	2,97	2,23	4800
100	0,6	3,62	2,72	6000
120	0,6	4,22	3,17	7200

Tali cedimenti teorici calcolati supponendo strutture rigide, si esauriranno in diverse fasi e tempi.

In fase di costruzione gli assestamenti immediati o a breve termine (cedimenti primari) potranno essere assorbiti nella percentuale del 50-60, mentre i cedimenti secondari potranno avere un decorso di diversi anni con cedimenti poco rilevanti.

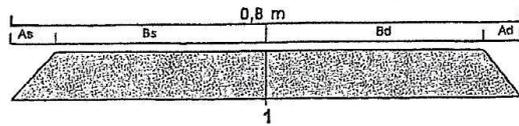
Nelle calcolazioni si e' tenuto conto di fondazioni molto rigide e ben nervate, per cui il valore trovato al baricentro viene ridotto di un coefficiente che spesso assume il valore di 0,75 per ottenere il cedimento uniforme di tutta la fondazione.

Il progettista dovrà valutare se tali valori sono compatibili con le caratteristiche del manufatto da erigere.

Geo 3

Dott. Geol. Alberti Luciano

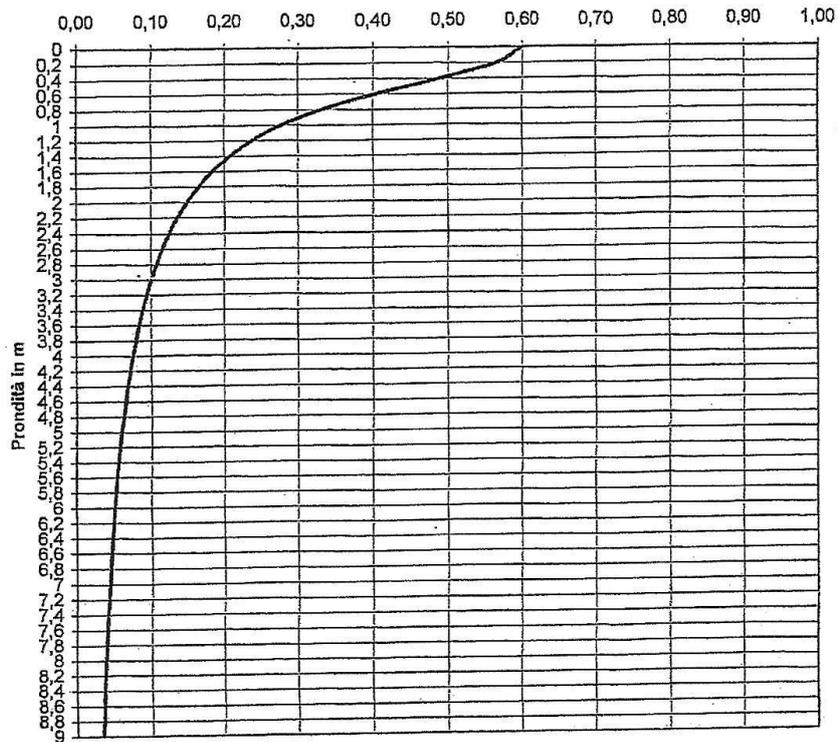
**CEDIMENTI SAGOME ARGINALI METODO J.O. OSTERBERG
CEDIMENTI FONDAZIONI SUPERFICIALI NASTRIFORMI
TENSIONI INDOTTE NEL SOTTOSUOLO E CEDIMENTI NEL PUNTO 1**



As	m	0,0001
Bs	m	0,4
Ad	m	0,0001
Bd	m	0,4
Carico	Kg/cm ²	0,6

Strato	Spessore (cm)	Modulo edometrico (Kg/cm ²)
1	200	40
2	220	30
3	140	25
4	340	30

Tensioni indotte nel sottosuolo in funzione della sagoma e della profondità Kg/cm²

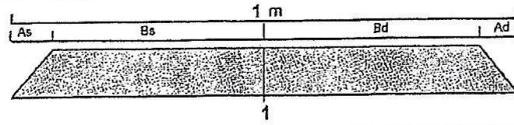


SOMMA CEDIMENTI STRATO N°1	In cm	1,39
SOMMA CEDIMENTI STRATO N°2	In cm	0,74
SOMMA CEDIMENTI STRATO N°3	In cm	0,36
SOMMA CEDIMENTI STRATO N°4	In cm	0,48

TOTALE CEDIMENTI	In cm	2,97
-------------------------	--------------	-------------

Red Alberici Luciano - Ott. Alberici Antonio

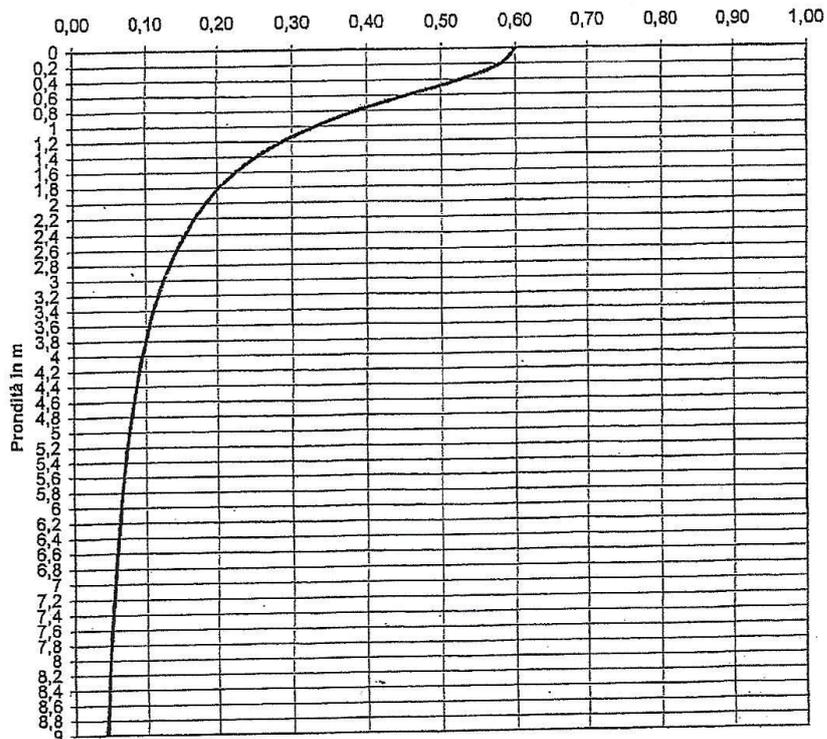
**CEDIMENTI SAGOME ARGINALI METODO J.O.OSTERBERG
CEDIMENTI FONDAZIONI SUPERFICIALI NASTRIFORMI
TENSIONI INDOTTE NEL SOTTOSUOLO E CEDIMENTI NEL PUNTO 1**



As	m	0,0001
Bs	m	0,5
Ad	m	0,0001
Bd	m	0,5
Carico	Kg/cm ²	0,6

Strato	Spessore (cm)	Modulo edometrico (Kg/cm ²)
1	200	40
2	220	30
3	140	25
4	340	30

Tensioni indotte nel sottosuolo in funzione della sagoma e della profondità Kg/cm²

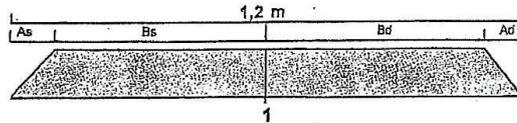


SOMMA CEDIMENTI STRATO N°1	in cm	1,66
SOMMA CEDIMENTI STRATO N°2	in cm	0,92
SOMMA CEDIMENTI STRATO N°3	in cm	0,44
SOMMA CEDIMENTI STRATO N°4	in cm	0,60

TOTALE CEDIMENTI	in cm	3,62
-------------------------	--------------	-------------

© 1984, Oost Alberici Luchini - Dell'Alberici - Napoli

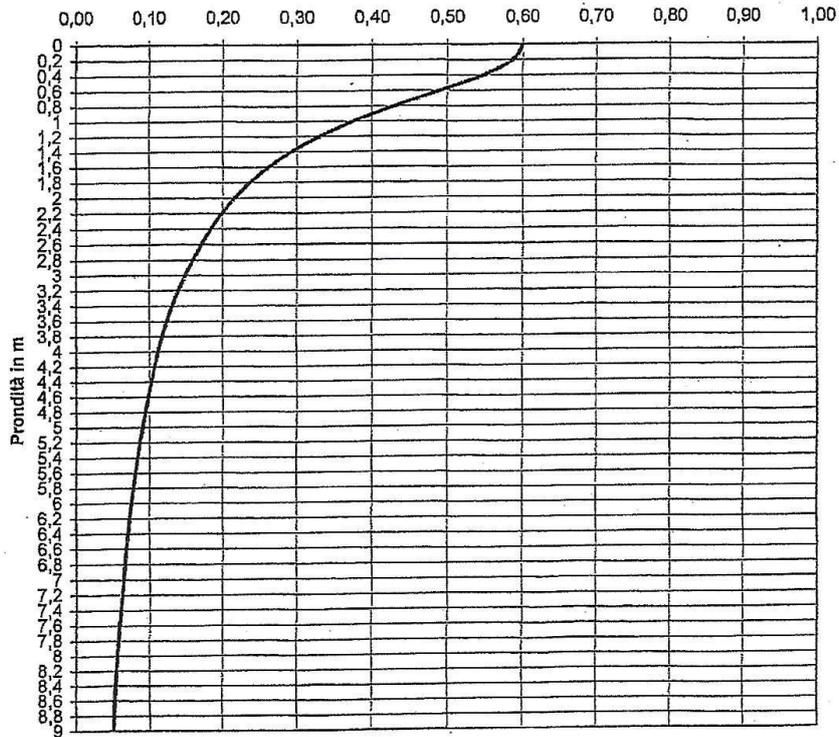
**CEDIMENTI SAGOME ARGINALI METODO J.O.OSTERBERG
CEDIMENTI FONDAZIONI SUPERFICIALI NASTRIFORMI
TENSIONI INDOTTE NEL SOTTOSUOLO E CEDIMENTI NEL PUNTO 1**



As	m	0,0001
Bs	m	0,6
Ad	m	0,0001
Bd	m	0,6
Carico	Kg/cm ^q	0,6

Strato	Spessore (cm)	Modulo edometrico (Kg/cm ^q)
1	200	40
2	220	30
3	140	25
4	340	30

Tensioni indotte nel sottosuolo in funzione della sagoma e della profondità Kg/cm^q



SOMMA CEDIMENTI STRATO N°1	in cm	1,88
SOMMA CEDIMENTI STRATO N°2	in cm	1,09
SOMMA CEDIMENTI STRATO N°3	in cm	0,53
SOMMA CEDIMENTI STRATO N°4	in cm	0,72

TOTALE CEDIMENTI	in cm	4,22
-------------------------	--------------	-------------

Non conoscendo esattamente le fasi e i tempi di costruzione dei blocchi si dovranno prevedere dei giunti in corrispondenza dei corpi di fabbrica o carichi diversi.

CONSIGLI E SUGGERIMENTI

Nel caso di carichi eccentrici, si consiglia la verifica dei cedimenti totali e differenziali mediante calcolazioni opportune.

Al fine di ridurre inconvenienti derivanti dai sopraccitati cedimenti si suggerisce:

- prevedere dei giunti in corrispondenza di corpi di fabbrica con altezze e/o carichi diversi;
- realizzare per prima la sola "ossatura" portante del fabbricato (quando possibile) procedendo solo in un secondo tempo alla posa in opera delle strutture di tamponamento (dando al fabbricato il tempo di anticipare buona parte degli assestamenti);
- eseguire eventuali riporti terrosi o sovraccarichi attorno al corpo di fabbrica con congruo anticipo rispetto l'inizio dei lavori;
- si consiglia infine di non usare acquiferi superficiali in caso di emungimenti d'acqua per qualsiasi uso.

Geo 3

Dott. Geol. Alberti Luciano

Dalle correlazioni stratigrafiche e penetrometriche il terreno di fondazione di cui alla planimetria, non dovrebbe presentare variazioni ulteriori né in senso orizzontale che verticale.

Si ricorda che la prova in situ è puntualizzata mentre l'interpretazione e' areale.

Per quanto detto lo scrivente si mette a disposizione, durante l'escavazione del terreno di fondazione per valutare, più attentamente, in situ l'attendibilità dei parametri usati.

Rovigo, agosto 2009

il relatore
dott. geol. Luciano Alberti



Geo 3

Dott. Geol. Alberti Luciano

COMPATIBILITA' SISMICA

La relazione di geologia tecnica è stata redatta nel rispetto del D.M. 11/03/88.

Esiste l'Ordinanza della Presidenza dei Ministri n° 3274 attualmente in fase transitoria ovvero che "... l'uso delle nuove Norme Tecniche è da considerarsi *facoltativo*, al fine di consentire eventuali integrazioni, correzioni o modifiche."

Non essendo state eseguite prove particolari in sito, in questa sede si suggeriscono indicazioni riguardanti l'applicazione dell'(ex) O.P.C.M. 3274.

Secondo l'OPCM 3274 il territorio nazionale è stato diviso in 4 zone sismiche in funzione del parametro a_g accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (rigido).

L'area di studio risulta pertanto inserita nella (ex) zona III con $a_g = 0,075 - 0,100g$.

Classificazione del sottosuolo EC8/P1/C3 OPCM 3270

Sono 7 diversi tipi di suolo, identificati con le 5 lettere A-B-C-D-E e con le 2 sigle S1 ed S2.

Tali tipi di terreno sono stati classificati mediante l'uso di uno dei seguenti parametri:

V_{s30} (m/s) ovvero la velocità media di propagamento entro 30 metri di profondità delle onde di taglio;

Geo 3

Dott. Geol. Alberti Luciano

N_{spt} ovvero resistenza penetrometrica dinamica;

C_u ovvero coesione non drenata.

In mancanza dei valori di V_{s30} (m/s) e facendo riferimento alle note correlazioni:

$$C_u = 1/20 R_p$$

dove C_u = coesione non drenata (kg/cmq)

R_p = resistenza alla punta del penetrometro statico (Kg/cmq)

si ottengono valori inferiori a 70KPa.

Dalla correlazione empirica si può calcolare un $N_{spt} = 1/10 R_p$.

Dove R_p è la resistenza alla punta della prova penetrometrica statica.

Dall'analisi si ottengono valori inferiori a 15.

Per quanto anticipato si può affermare che la zona di studio rientra nel suolo

tipo D ovvero "depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati
oppure coesivi da poco a mediamente consistenti"

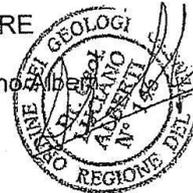
Nell'area di studio non possono manifestarsi fenomeni di liquefazione dal momento che la stratigrafia presenta terreni non granulari.

Tale fenomeno si manifesta ,infatti,in terreni granulari di densità bassa e media, ovvero la trasformazione di un materiale granulare dallo stato solido allo stato liquefatto a causa dell'aumento della pressione dell'acqua interstiziale e della corrispondente tensione efficace.

Rovigo, agosto 2009

IL RELATORE

Dott. Geol. Luciano Alberti



Geo 3

Dott. Geol. Alberti Luciano

CONCLUSIONI

Le indagini svolte permettono di evidenziare come il terreno in esame sia costituito, al di sotto dello strato agrario e per una profondità di 2,80 metri, da un primo livello limo-sabbioso intercalato da argille e limi (trattasi di una crosta essiccata dalle discrete capacità portanti), da - 2,80 a 10,00 metri, dal p.c., sono presenti limi ed argille, a volte organiche, (torbe) (trattasi di uno strato dalle mediocri-discrete capacità portanti).

Le caratteristiche geologiche e geotecniche di questi terreni variano verticalmente in relazione alle diverse granulometrie, al contenuto in acqua ed alla profondità e sono da ritenersi, nelle zone più direttamente interessate da fondazioni superficiali (platea), discrete.

In conseguenza delle caratteristiche geostratigrafiche ed idrogeologiche ed in relazione all'elaborazione dei dati penetrometrici, si sono ottenute le seguenti conclusioni:

La falda freatica è stata rinvenuta a circa - 2,80 m dal p.c. in condizioni di ricarica medio-bassa, visto il periodo della prova.

- **Zona sismica 3;**
- **Categoria sismica suolo di fondazione D (Vs30 stimata pari a circa 150 m/s);**
- **azione sismica del sito (accelerazione massima orizzontale ag espressa come frazione dell'accelerazione di gravità g (con tempo di ritorno 475 anni): 0,075 ÷ 0,100 g;**
- **Non possibilità di liquefazione dal momento che la stratigrafia presenta terreni non granulari;**
- **Carico unitario ammissibile per fondazioni superficiali (platea):**

$$SLU = 1,76 \text{ kg/cm}^2 - SLE = 0,60 \text{ kg/cm}^2$$

avendo ipotizzato un piano di posa D = - 0,40 m dal p.c., dimensioni platea L = 19,50 m x B = 15,20 m e cedimenti teorici totali pari a circa 2,1 centimetri;

- **stima del modulo di sottofondo (costante di Winkler secondo Bowles)**

$$K = 1,32 \text{ kg/cm}^3.$$



Villanova del Ghebbo, 05/08/2020

Tecnico



Albio Miele