

MSC ASSOCIATI S.r.l.
- MILANO -

*PROGETTO S.G.R. – SVILUPPO
GARIBALDI - REPUBBLICA
EDIFICI E1 E E2*

**ANALISI FONDAZIONI DIRETTE
SECONDO IL D.M. DEL 14/02/08**

Riferimento	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L. Via Alcuino, 5 – 20149 MILANO - Tel. 02/33107572 – Fax 02/33107571 - info@geotecnicacroce.it Cod. Fisc. e Part. IVA 10308430155 CCIAA Milano 1361054 Trib. Milano Reg. Soc. 314145 Cap. Soc. € 10.330,00	File	Data
L028-09/R1/UC	00		028- 09Rc.doc	27/02/2009

Introduzione

Nel presente rapporto sono analizzate le fondazioni degli edifici E1 e E2 del complesso edilizio S.G.R. – SVILUPPO GARIBALDI – REPUBBLICA già prese in esame nella relazione Ns. relazione L041-06/R7/UC del 30/01/07, relazione alla quale sarà fatto riferimento.

Le nuove analisi sono richieste al fine di rendere lo studio delle fondazioni in esame conforme a quanto disposto nel DECRETO MINISTERIALE del 14/01/08.

Riferimento altimetrico

Il riferimento delle profondità assunto nel seguito corrisponde alla +125.5 m s.m.m..

Riferimenti bibliografici

- A.R.S.S. BAZARAA – “Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlement of Shallow Foundations on Sand” – Ph. D. Thesis. Illinois (1967).
- J. E. BOWLES – “Foundation Analysis and Design” – (1982 e 1988).
- H. J. GIBBS, W. G. HOLTZ “Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Testing”. Proc. IV ICSMFE (1957).
- M. JAMIOLKOWSKI, E. PASQUALINI – “Previsioni dei cedimenti delle fondazioni superficiali poggianti su terreni sabbiosi utilizzando ...” – V Ciclo annuale di conferenze dedicate ai problemi di ingegneria delle fondazioni – TORINO (1974).
- T. W. LAMBE; R. V. WHITMAN – “Soil Mechanics” – (1969).
- E. SCHULTZE, J. MEZEMBACH – “SPT and Compressibility of Solis” – V ICSMFE (1961).
- K. TERZAGHI – “Theoretical Soil Mechanics” – (1943).
- VIGGIANI C. – “Fondazioni” – (2003).

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L028-09	Relazione	00		028-09.doc	27/02/2009	1 di 11

Capitolo 1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

1.1 – Caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni

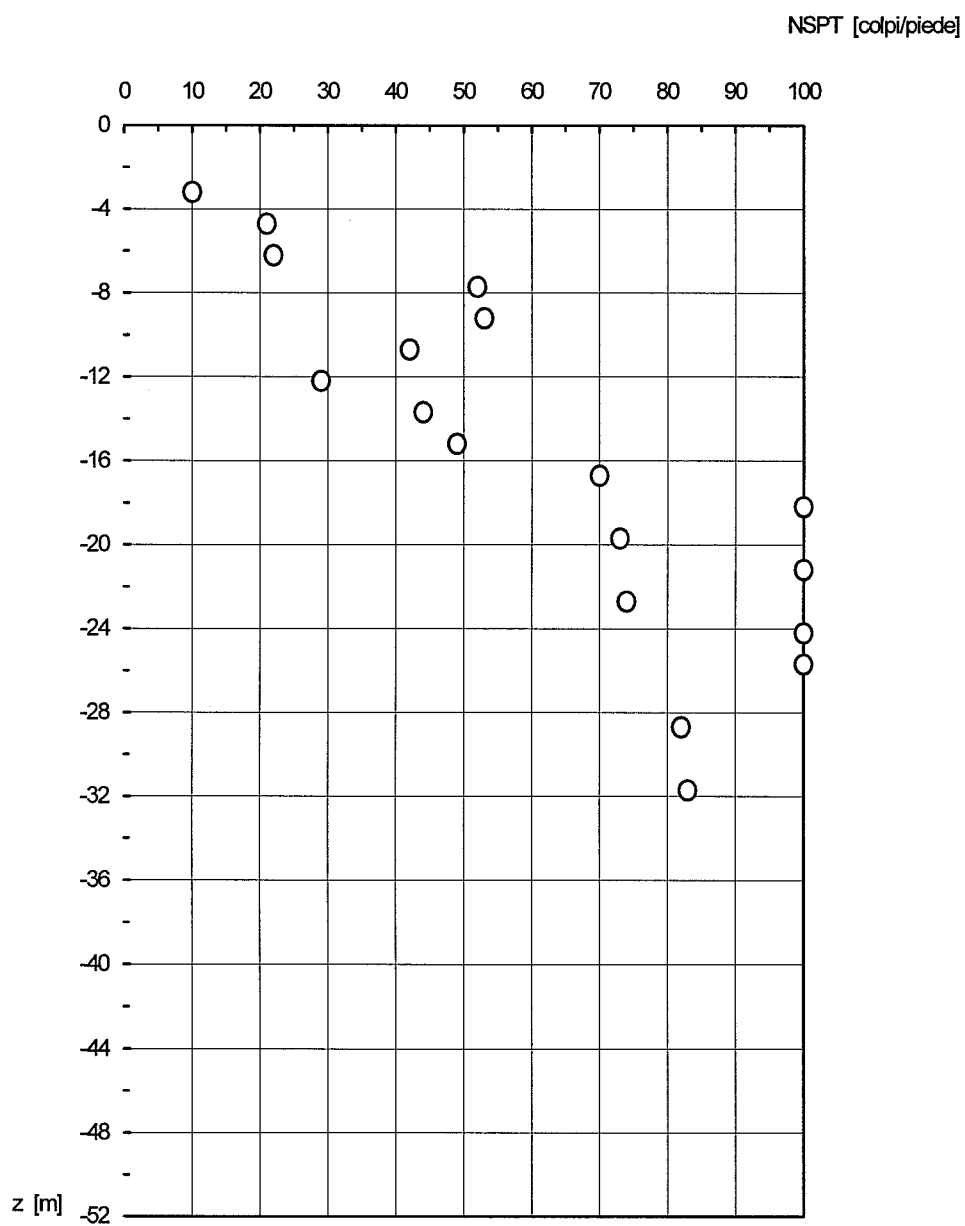
Quanto di seguito riportato al riguardo è dedotto dalla Ns. relazione citata a pagina 1 alla quale si rimanda per i dettagli. In particolare viene fatto riferimento ai risultati dei sondaggi F e G rispettivamente ubicati in corrispondenza degli edifici E1 e E2 di cui nelle tabelle 1.1, 1.2 e nelle figure 1.1 e 1.2 si riportano i risultati delle prove penetrometriche SPT.

TABELLA 1.1 – RIASSUNTO PROVE SPT

EDIFICIO	SONDAGGIO	PROVA N°	Q _{SPT} [m]	N _{SPT} /
E1	F Q _{pc} = -0.2 m	1	-3.2	10
		2	-4.7	21
		3	-6.2	22
		4	-7.7	52
		5	-9.2	53
		6	-10.7	42
		7	-12.2	29
		8	-13.7	44
		9	-15.2	49
		10	-16.7	70
		11	-18.2	R
		12	-19.7	73
		13	-21.2	R
		14	-22.7	74
		15	-24.2	R
		16	-25.7	R
		17	-28.7	82
		18	-31.7	83
	G Q _{pc} = -1.3 m	1	-4.3	10
		2	-5.8	15
		3	-7.3	14
		4	-8.8	25
		5	-10.3	29
		6	-11.8	51
		7	-13.3	65
		8	-14.8	49
		9	-16.3	R
		10	-17.8	64
		11	-19.3	R
		12	-20.8	44
		13	-22.3	59
		14	-23.8	67
		15	-25.3	49
		16	-26.8	64
		17	-29.8	78
		18	-32.8	23
		19	-35.8	23
		20	-38.8	29

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L028-09	Relazione	00		028-09.doc	27/02/2009	2 di 11

FIGURA 1.1 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E1

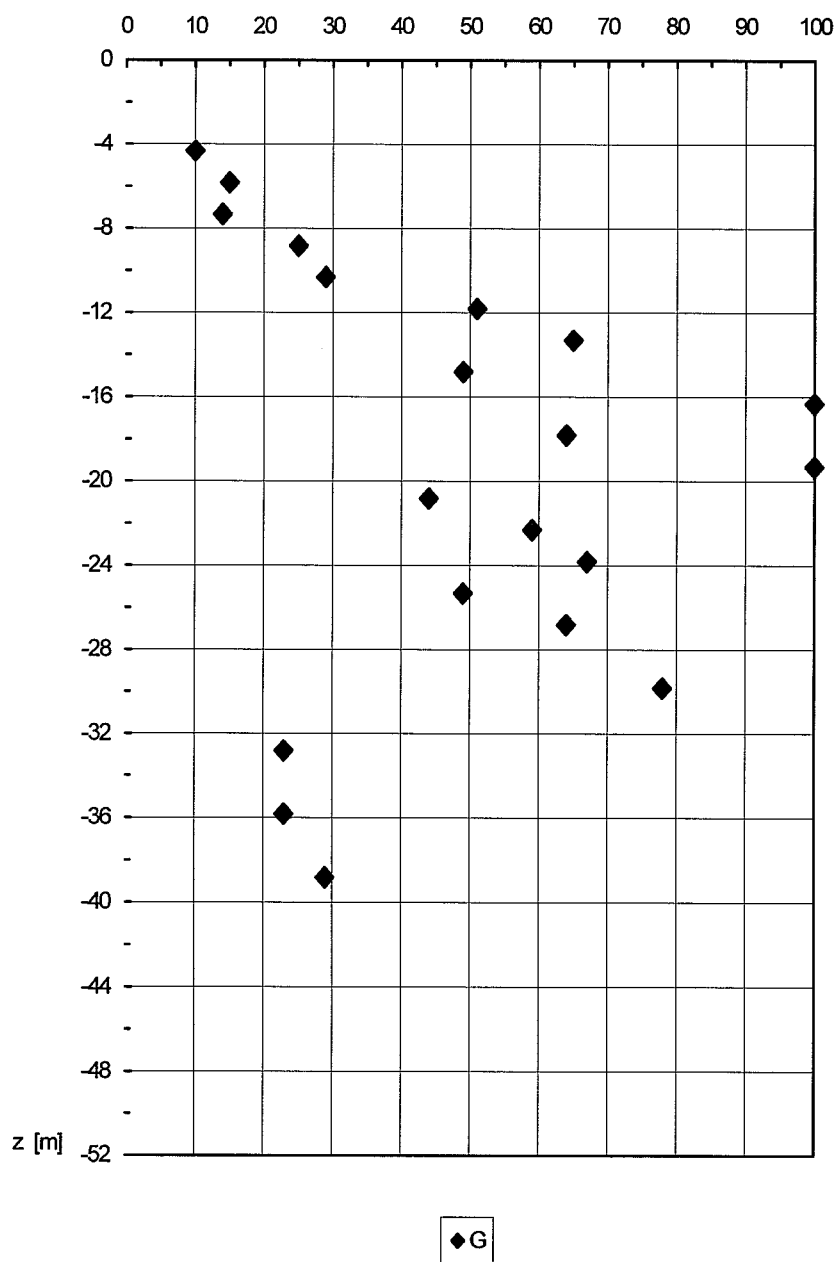


n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L028-09	Relazione	00		028-09.doc	27/02/2009	3 di 11

FIGURA 1.2 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ

EDIFICIO E2

NSPT [colpi/piede]



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L028-09	Relazione	00		028-09.doc	27/02/2009	4 di 11

La schematizzazione geotecnica assunta nel seguito e la relativa parametrizzazione dei terreni è riassunta nella tabella 1.2.

TABELLA 1.2 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO

LIVELLO	LITOLOGIA	Q_i [m]	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	φ [gradi]	D_r [%]	$m \cdot C'_d / C'_r$ /
PRIMO	Riporto di deposizione antropica a prevalente frazione grossolana su terreno in situ.	-5; -8.3	19.5	~ 0	/	≤30	40	450
SECONDO P.A.	Alternanze di sabbia e ghiaia in debole matrice limosa. Densità medio-alta.	/	20	~ 0	/	38	80	1100+ 1600
SECONDO P.B.	Alternanze di sabbia e ghiaia in debole matrice limosa. Densità media.	-32.9; -32.9	20	~ 0	/	32	65	900
TERZO	Sabbia fine e media prevalente con limo e ghiaia subordinati.	/	20	~ 0	/	32	60	850
INTERC.	Limo e argilla sabbiosi. Bassa plasticità ed elevata consistenza.	-35; -35.5	19.5	120	~ 0	28	/	.08/.01*

- Q_i = quota letto livello di suddivisione rispettivamente in riferimento al sondaggio F, G,
 γ = peso di volume del terreno naturale,
 c_u, c' = coesione totale e efficace rispettivamente,
 φ = angolo d'attrito efficace,
 D_r = densità relativa,
 m = gradiente del modulo di JOUNG E nella formulazione $E = m (\sigma_v / \sigma_r)^n \sigma_r$ (JANBU), calcolato secondo la correlazione di JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI (1975) utilizzando la $D_r \cdot \sigma_c$; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per E e σ_c in kPa,
 C'_c, C'_r = indice di compressibilità edometrica, di ricomprensione,

1.2 - Idrologia

Nel corso dell'indagine è stata misurata la presenza dell'acqua sotterranea in entrambi i sondaggi alla quota Q_w pari a:

$$Q_w = -20.8 \text{ m.}$$

Nel seguito questa viene considerata posta alla quota di progetto pari a:

$$Q_{wp} = -20 \text{ m.}$$

1.3 - Sismicità dell'area

L'area d'insediamento è compresa nella ZONA 4. I terreni fanno parte della **CATEGORIA DI SUOLO C**.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L028-09	Relazione	00		028-09.doc	27/02/2009	5 di 11

1.4 – Rischio di liquefazione – Cenni

La liquefazione dei terreni è definibile come quella circostanza in cui l'aumento della pressione neutra nel terreno saturo a comportamento frizionale sotto lo scuotimento sismico provoca deformazioni permanenti macroscopiche ovvero l'annullamento degli sforzi efficaci e con la conseguente diminuzione della resistenza al taglio, fino al suo totale annullamento.

Tale fenomeno aumenta con la diminuzione del coefficiente di permeabilità e diminuisce con l'aumentare della densità. È limitato ai terreni sabbiosi di bassa densità in falda.

Da quanto sopra e considerando le caratteristiche granulometriche dei terreni e l'idrologia dell'area in esame si ritiene il rischio di liquefazione trascurabile.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L028-09	Relazione	00		028-09.doc	27/02/2009	6 di 11

Capitolo 2 ANALISI FONDAZIONI

2.1 – Caratteristiche sommarie del progetto

Gli edifici denominati con le lettere E1 e E2 sono a n° 6÷7 piani fuori terra + n° 2 piani interrati. Hanno strutture del tipo puntiforme in calcestruzzo armato gettato in opera impostate su fondazione a platea.

Questa presenta l'intradosso alla quota Q_f pari a:

$$Q_f = -8.5 \text{ m.}$$

Nelle figure 2.1 e 2.2 si riporta la pianta e la sezione tipo degli edifici.

La pressione media q_t di contatto fondazione-terreno è pari a:

$$q_t = 140 \text{ kPa.}$$

In corrispondenza dei vani scala la q_t è maggiore e pari a:

$$q_t = 160 \text{ kPa.}$$

2.2 - Definizione della tipologia di fondazione da adottare per le strutture in progetto

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni e in considerazione delle caratteristiche strutturali e di carico di quanto in progetto, si ritiene senz'altro ammissibile l'adozione della prevista fondazione a platea in quanto questa interessa i terreni densi costituenti la parte alta del secondo livello.

Della platea nel seguito viene calcolata la capacità portante nei confronti del terreno e valutati i cedimenti sotto il carico di esercizio.

2.3 – Calcolo capacità portante platea

Nel seguito viene calcolata la capacità portante di una fondazione di lati pari a¹ 9÷14*70 m², impostata alla -8.5 m.

I parametri geotecnici utilizzati nella valutazione della portata, principalmente la resistenza al taglio, sono dedotti dalla caratterizzazione del suolo esposta nel capitolo 1. Al riguardo si sono adottati i valori più conservativi opportunamente mediati entro lo spessore significativamente interessato dalla fondazione.

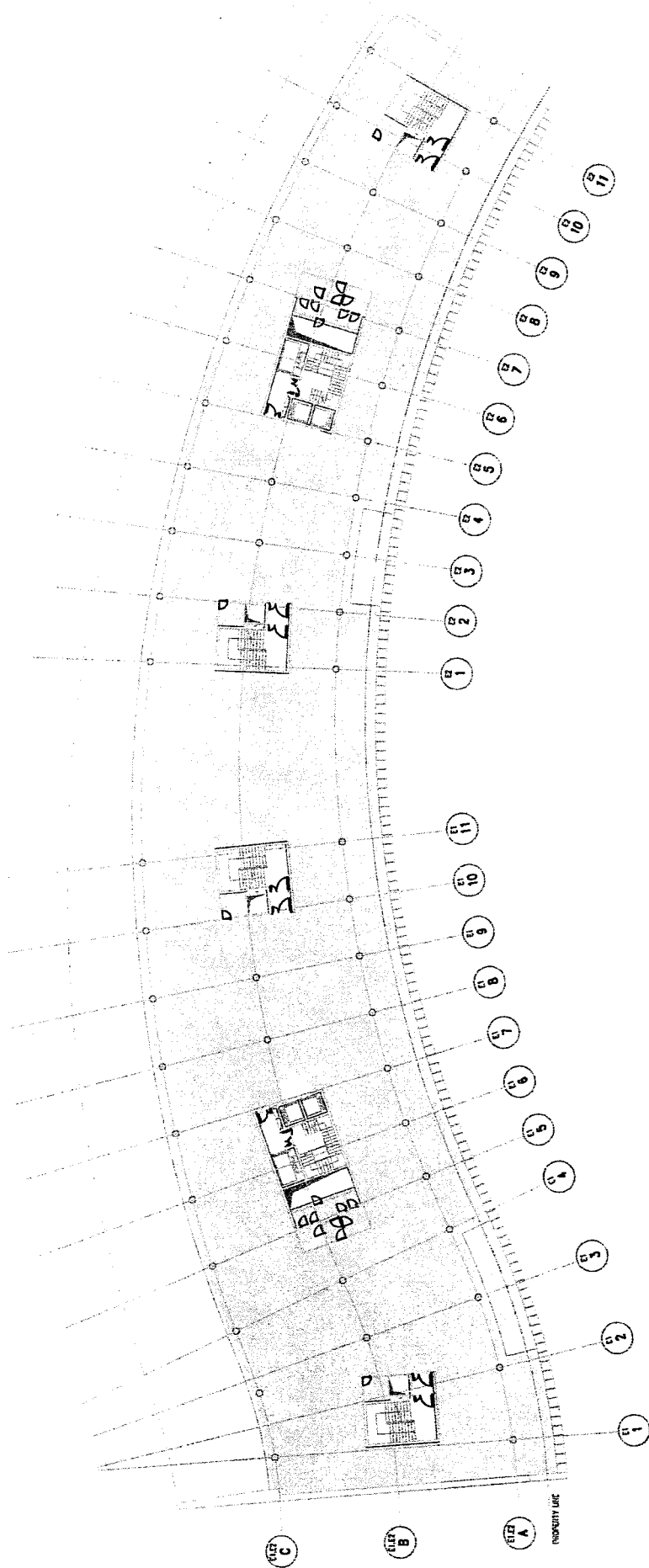
La fondazione è considerata immersa per .5 m. Tale condizione dovrà essere minimamente rispettata in quanto l'immorsamento interviene direttamente come elemento stabilizzante della fondazione.

Nell'APPENDICE DI CALCOLO alle pagine 1÷4, sono riportate le ipotesi, le modalità, i parametri ed i risultati dei calcoli di capacità portante. I risultati sono riassunti nella tabella 2.1.

¹ Nei calcoli si considerano il lato minore e maggiore; la fondazione inoltre è stata linearizzata, assimilandola ad un rettangolo.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L028-09	Relazione	00		028-09.doc	27/02/2009	7 di 11

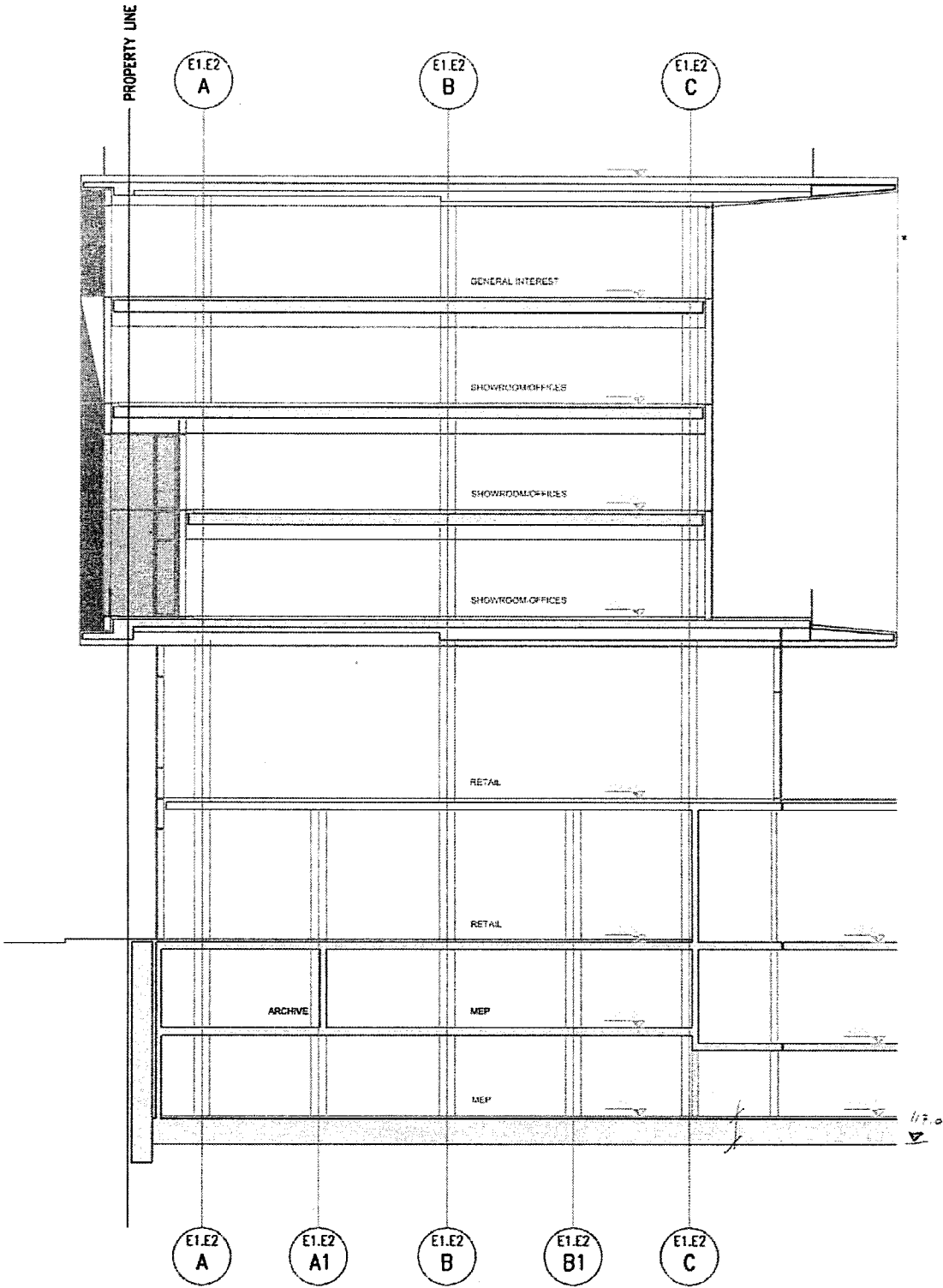
FIGURA 2.1 – PIANTA PIANO TIPO



n. lavoro	Contenuto	Rev.	File	Data	Pagina
L028-09	Relazione	00	028-09	27/02/2009	8 di 11

GEOTECNICA CROCE S.R.L.

FIGURA 2.2 – SEZIONE TRASVERSALE



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L028-09	Relazione	00		028-09.doc	27/02/2009	9 di 11

TABELLA 2.1 – RIASSUNTO DEI CALCOLI DI CAPACITÀ PORTANTE PLATEA

B [m]	L [m]	q_l [kPa]	q_a [kPa]	R_{DA1-c1} [kPa]	R_{DA1-c2} [kPa]	R_{DA2} [kPa]
9	70	3168.1	1056.0	3168.1	778.9	1377.5
14	70	4179.7	1393.2	4179.7	1019.2	1817.3

B/L = lati della fondazione,

q_l - q_a = portata limite-ammissibile nei confronti della rottura del terreno,

R_{DA1-c1} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 1 – Combinazione 1 ($A1+M1+R1$) del D.M. del 14/01/08,

R_{DA1-c2} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 ($A2+M2+R2$) del D.M. del 14/01/08,

R_{DA2} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 2 ($A1+M1+R3$) del D.M. del 14/01/08,

2.4 – Calcolo cedimenti

2.4.1 - Ipotesi e modalità di calcolo

- Il calcolo dei cedimenti è eseguito considerando un'area di carico avente la medesima geometria di quella assunta per il calcolo della portata.

- La pressione di contatto fondazione-terreno q_t adottata nei calcoli è pari a:

$$q_t = 140 \text{ kPa.}$$

- La platea è considerata impostata alla quota Q_f pari a:

$$Q_f = -8.5 \text{ m.}$$

- Nei calcoli è stata considerata una condizione stratigrafica che prevede la presenza dei terreni del secondo livello nella parametrizzazione riportata nel capitolo 1.
- Per il calcolo della diffusione del carico indotto dalla fondazione al terreno questo viene considerato come semispazio elastico, isotropo e omogeneo (alla BOUSSINESQ).
- Il calcolo considera la fondazione con associata due differenti rigidezze limiti: infinitamente flessibile, fornendo in questo caso differenti valori di cedimento a seconda della posizione planimetrica considerata, e perfettamente rigida con associato un unico valore di cedimento. Ovviamente, avendo la fondazione in esame associata una rigidezza finita, il comportamento di questa sarà intermedio tra i due forniti dal calcolo.

2.4.2 - Risultati dei calcoli

Nell'APPENDICE DI CALCOLO alle pagine 5÷16 sono riportati i parametri, le modalità e i risultati dei calcoli di cedimento della platea.

I risultati dei calcoli sono riassunti nella tabella 2.2.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L028-09	Relazione	00		028-09.doc	27/02/2009	10 di 11

TABELLA 2.2 - RIASSUNTO CALCOLO CEDIMENTI PLATEA

B [m]	L [m]	q_t [kPa]	w_s [cm]	w_l [cm]	w_b [cm]	w_c [cm]	w_R [cm]	k_{vm} [kN/m ³]
9	70	140	.36	.6	.78	1.15	.86	16279
14	70	140	.39	.72	.93	1.46	1.06	13208

B = lato minore area di carico,

L = lato maggiore area di carico,

q_t = pressione di contatto fondazione-terreno,

w_s = cedimento spigolo,

w_l = cedimento lato maggiore,

w_b = cedimento lato minore

w_c = cedimento centro,

w_R = cedimento medio (fondazione rigida),

k_{vm} = coefficiente di sottofondo medio per terreno alla WINKLER.

GEOTECNICA CROCE S.r.l.



[Handwritten signature]

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L028-09	Relazione	00		028-09.doc	27/02/2009	11 di 11

L028-09

APPENDICE di CALCOLO

MODALITA' DI CALCOLO**CAPACITA' PORTANTE**

La capacità portante limite di fondazioni dirette p_{lim} viene calcolata utilizzando l'espressione di BRINCH-HANSEN (1970):

$$p_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma'_1 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio;

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi',$$

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \varphi'/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'},$$

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

φ' = angolo di resistenza al taglio efficace,

c = coesione,

s = fattori di forma della fondazione,

i = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico,

b = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione,

g = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna,

d = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa,

γ'_1 = peso di volume efficace del terreno al disotto della fondazione,

$$B' = B - 2 \cdot e,$$

B = lato minore della fondazione,

e = eccentricità del carico,

$$q' = \gamma'_s \cdot D_f = \text{sovraccarico a lato della fondazione},$$

D_f = immorsamento della fondazione,

γ'_s = peso di volume efficace del terreno al disopra della fondazione.

Per tenere in conto la dipendenza dell'angolo di resistenza al taglio dal livello tensionale il programma, su richiesta, considera quanto proposto da BOLTON (1986) secondo cui il valore dell'angolo d'attrito massimo (valore massimo φ'_p di picco) ed il valore ultimo (φ'_{cv} , valore minimo a volume costante) sono legati dall'espressione:

$$\varphi'_p - \varphi'_{cv} = m \cdot [D_r \cdot (10 - \ln p_f) - 1]$$

dove:

D_r = densità relativa,

$$p'_f = \text{pressione media efficace a rottura} = (p_{lim} + 3 \cdot q') \cdot (1 - \sin \varphi') / 4 \quad (\text{DE BEER} - 1964).$$

Il calcolo della p_{lim} viene condotto iterativamente utilizzando il valore di φ'_{cv} fino a convergenza (φ'_3).

Nel calcolo alle tensioni ammissibili (T.A.), la capacità portante ammissibile p_{amm} , utilizzata per il calcolo del cedimento della fondazione, viene valutata introducendo il coefficiente di sicurezza F_s :

$$p_{amm} = p_{lim} / F_s$$

Nel calcolo agli stati limiti ultimi (S.L.U.), la verifica per collasso dovuto al raggiungimento del carico

limite dell'insieme fondazione-terreno deve soddisfare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d e R_d sono rispettivamente i valori di progetto dell'azione e della resistenza.

La R_d viene calcolata secondo il D.M. del 14/01/08:

Approccio 1 - Combinazione 1: $R_d = p_{lim}(\varphi, c)$

Approccio 1 - Combinazione 2: $R_d = 1/\gamma_{R2} * p_{lim}(\varphi_R, c_R)$

Approccio 2: $R_d = 1/\gamma_{R3} * p_{lim}(\varphi, c)$

Per $p_{lim}(\varphi, c)$ si è indicata la portata limite più sopra trattata, per $p_{lim}(\varphi_R, c_R)$ la portata limite calcolata adottando i valori di φ e c ridotti secondo l'espressione:

$$\varphi_R = \arctan[\tan(\varphi)/\gamma_{M2}]$$

$$c_R = c/\gamma_{M2}$$

Sopra si è indicato con:

γ_{R2} = coefficiente parziale pari a 1,8 (tabella 6.4.I - D.M. 14/01/08),

γ_{R3} = coefficiente parziale pari a 2,3 (tabella 6.4.I - D.M. 14/01/08),

γ_{M2} = coefficiente parziale pari a 1,25 e 1,4 rispettivamente per terreno in condizione drenata e non drenata (tabella 6.2II - D.M. 14/01/08).

DATI DI INPUT**Geotecnica**

Strato	φ	c	D_r	γ_i	N_{SPT}	m	Q_i
n°	[gradi]	[kPa]	[%]	[kN/m ³]	/	/	[m]
1	33,0	0,0	65,0	19,0	25,0	1300,0	30,0
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
γ_s	18,0	Quota livello acqua sotterranea [m]					
n	0,50						
v	0,35						
Q_w	20						

Geometrie FONDAZIONI ISOLATE

Calcolo	B	L	Q_{pc}	Q_{pci}	Q_f	α_{pf}	α_{pc}
n°	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[gradi]	[gradi]
1	9,0	70,0	1,0	8,0	8,5	0,0	0,0
2	14,0	70,0	1,0	8,0	8,5	0,0	0,0
3	0,0	0,0	1,0	8,0	8,5	0,0	0,0
4	0,0	0,0	1,0	8,0	8,5	0,0	0,0
5	0,0	0,0	1,0	8,0	8,5	0,0	0,0

Carichi

Calcolo	N	M	T
n°	[kN]	[kNm]	[kN]
1	1	0	0
2	1	0	0
3	1	0	0
4	1	0	0
5	1	0	0

Generali

Spess. strato deformabile [m]:	30,0
Tipo di carico:	statico
Tempo [anni]	1,0
Cedimento ammissibile [cm]:	50,0
Terreno:	G/S-G
Coefficiente di sicurezza:	3,0
α (cfr. sotto):	1,5
E_{OCR}/E_{NC} (E = modulo di Young)	3,0

NB. Il singolo parametro geotecnico P introdotto nei calcoli (φ , m, N_{SPT} , D_r) rappresenta il valore medio ponderale dei parametri dei singoli strati, entro lo spessore $\alpha \cdot B$ di terreno significativamente interessato dalla fondazione, calcolato utilizzando l'espressione generica:

$$P = (\sum_i P_i \cdot \Delta H_i) / (\alpha \cdot B)$$

dove:

P_i = generico parametro relativo allo strato i-esimo,

ΔH_i = spessore terreno con associato il parametro generico P_i ,

RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA**Parametri**

B	φ_1	φ_2	φ_3	c'	γ_i
[m]	[gradi]	[gradi]	[gradi]	[kPa]	[kN/m ³]
9,0	33,0	33,0	33,0	0,0	17,7
14,0	33,0	33,0	33,0	0,0	14,9
/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/

Il calcolo è eseguito senza decurtazione di Fi secondo BOLTON

Coefficienti

Calcolo n°	1	2	3	4	5
N_c	23,72	24,87	/	/	/
s_c	1,07	1,11	/	/	/
d_c	1,02	1,01	/	/	/
i_c	1,00	1,00	/	/	/
b_c	1,00	1,00	/	/	/
g_c	1,00	1,00	/	/	/
γ'_i	17,67	14,93	/	/	/
N_γ	14,21	15,58	/	/	/
s_γ	1,03	1,05	/	/	/
i_γ	1,00	1,00	/	/	/
b_γ	1,00	1,00	/	/	/
g_γ	1,00	1,00	/	/	/
q'	9,00	9,00	/	/	/
N_q	13,02	13,96	/	/	/
s_q	1,03	1,05	/	/	/
d_q	1,02	1,01	/	/	/
i_q	1,00	1,00	/	/	/
b_q	1,00	1,00	/	/	/
g_q	1,00	1,00	/	/	/

A1-c1 = Appr. 1 Comb. 1

A1-c2 = Appr. 1 Comb. 2

A2 = Appr. 2

Risultati

Calcolo	P_{lim}	P_{amm}	p'_{amm}	SLU		
				T.A.		
n°	[kPa]	[kPa]	[kPa]	A1-c1	A1-c2	A2
1	3168,1	1056,0	1056,0	3168,1	778,9	1377,5
2	4179,7	1393,2	1393,2	4179,7	1019,2	1817,3
3	/	/	/	/	/	/
4	/	/	/	/	/	/
5	/	/	/	/	/	/

$p'_{amm} = p_{amm}$ con $w \leq w_{amm}$
 $w_{amm} = 50,0$ [cm]

Commitente	MSC ASSOCIATI - MILANO
Cantiere	MILANO - EDIFICI E1, E2
n° lavoro	028-09
Osservazioni	CEDIMENTI PLATEA - B = 9 m

[illegible]

RESISTENZA PENETR.	
Profondità	NSPT
da z.r.	[colpi]
m	colpi/piede
8,8	25
9,2	53
10,3	29
10,7	42
11,8	51
12,2	29
13,3	65
13,7	44
14,8	49
15,2	49
16,3	100
16,7	70
17,8	64
18,2	73
19,3	100
19,7	73
20,8	44
21,2	100
22,3	59
22,7	74
23,8	67
24,2	100
25,3	49
25,7	100
26,8	64

CARATTERISTICHE DI GEOMETRIA GENERALE	
lato minore area di carico [m]:	9
lato maggiore area di carico [m]:	70
pressione trasmessa al terreno [kPa]:	140
quota del piano di campagna [m]:	1
quota del piano di calpestio [m]:	8
quota del piano dell'area di carico [m]:	8,5

Calcolo arrestato perché soddisfatta la relazione $\sigma_{vc} < 0,2 \sigma_{vt}$

Calcolo arrestato perché soddisfatta la relazione $\sigma_{vc} < 0,2 \cdot \sigma_{vt}$

Calcolo arrestato perché soddisfatta la relazione $\sigma_{vc} < 0,2 \sigma_{vt}$

TABELLA RIASSUNTIVA

	totali	istantanei	differiti
	cm	cm	cm
SPIGOLO	0,36	0,36	0,00
LATO MINORE	0,60	0,60	0,00
LATO MAGGIO	0,78	0,78	0,00
CENTRO	1,15	1,15	0,00
MEDIO	0,86	0,86	0,00

CALCOLO CEDIMENTI AREA DI CARICO

Commitente	MSC ASSOCIATI - MILANO
Cantiere	MILANO - EDIFICI E1, E2
n° lavoro	028-09
Osservazioni	CEDIMENTI PLATEA - B = 14 m

DATI d'INGRESSO

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO				
coefficiente pressione a riposo:			$k_0 =$	0,5
coefficiente di SKEMPTON:			$\chi =$	0,7
peso di volume del terreno sotto la fondazione [kN/m³]:			$\gamma_i =$	19
peso di volume del terreno sopra la fondazione [kN/m³]:			$\gamma_s =$	18
peso di volume acqua [kN/m³]:			$\gamma_w =$	10
quota livello acqua sotterranea [m]:			$Q_w =$	20
Litologia terreni grossolani				
quota sup. [m]	quota inf. [m]	granulometria		
0,00	50,00	sabbia media		
Caratteristiche di deformabilità terreni granulari				
<p>Il modulo elastico E relativo ai terreni granulari è assunto pari a $E = m \cdot p_0^n$ dove $p_0 = \sigma_v + k_0 \cdot \sigma_h$ (σ_v=pressione di contenimento, σ_h=incremento dovuto al sovraccarico), m è il gradiente di E secondo la correlazione di JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI (1975), utilizzando il valore della densità relativa D_r valutato con le correlazioni di di GIBBS-HOLTZ (1967), SCHULTZ-MEZEMBACH (1961), BAZARAA (1969) mediate.</p>				
Caratteristiche di deformabilità terreni fini				
quota sup. [m]	quota inf. [m]	OCR	C_c	C_r

RESISTENZA PENETR.	
Profondità	NSPT
da z.r.	[colpi]
m	colpi/piede
8,8	25
9,2	53
10,3	29
10,7	42
11,8	51
12,2	29
13,3	65
13,7	44
14,8	49
15,2	49
16,3	100
16,7	70
17,8	64
18,2	73
19,3	100
19,7	73
20,8	44
21,2	100
22,3	59
22,7	74
23,8	67
24,2	100
25,3	49
25,7	100
26,8	64

CARATTERISTICHE DI GEOMETRIA GENERALE	
lato minore area di carico [m]:	14
lato maggiore area di carico [m]:	70
pressione trasmessa al terreno [kPa]:	140
quota del piano di campagna [m]:	1
quota del piano di calpestio [m]:	8
quota del piano dell'area di carico [m]:	8,5

z = profondità media strato da z.r.,
 N = numero colpi penetrometro dinamico,
 D_r = densità relativa,
 σ_{vt}, σ_{ht} = pressione verticale/orizzontale a riposo,
 σ_{vo}, σ_{ho} = incremento pressione verticale/orizzontale dovuto al sovraccarico,
 E = modulo elastico verticale,
 C_c, C_r = indici di compressibilità edometrica,
 σ_0 = pressione di sovraconsolidazione,
 w = cedimento.

[illegible]

Calcolo arrestato perché soddisfatta la relazione $\sigma_{vc} < 0,2 \sigma_{vt}$

[illegible]

Calcolo arrestato perché soddisfatta la relazione $\sigma_{vc} < 0,2 \sigma_{vt}$

Calcolo arrestato perché soddisfatta la relazione $\sigma_{vc} < 0,2 \sigma_{vt}$

TABELLA RIASSUNTIVA

	totali	istantanei	differiti
	cm	cm	cm
SPIGOLO	0,39	0,39	0,00
LATO MINORE	0,72	0,72	0,00
LATO MAGGIO	0,93	0,93	0,00
CENTRO	1,46	1,46	0,00
MEDIO	1,06	1,06	0,00