



COMUNE DI MONZA

DIPARTIMENTO LL.PP. E AMBIENTE
UFFICIO PROGETTI SPECIALI

*Contiene le prove e la relazione geotecnica
fatte per le 4 Torri faro dello
stadio "SADA".*

RELAZIONI SPECIALISTICHE

INDAGINE GEOTECNICA

OGGETTO:

FORMAZIONE NUOVA CENTRALE TERMICA INTERRATA POLIZIA MUNICIPALE
EX SCUOLA BELLANI DI VIA GUARENTI

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE:

COMUNE DI MONZA

IL TECNICO

(geom. Fabrizio Gaiani)

IL PROGETTISTA

(arch. Fabio M. Berti)

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

(geom. Biagio Perego)

IL DIRETTORE DI DIPARTIMENTO

(arch. Bruno G. Lattuada)

DATA:

Monza li: 28/febbraio/2002



STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI

VIA MINCIO, 22 - C.A.P. 20139 MILANO - TEL. 02.57303789 - 02.5393977 - 02.5392262 FAX

INDAGINI GEOGNOSTICHE - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE - RICERCHE IDROLOGICHE AMBIENTALI
STRUMENTAZIONI GEOTECNICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE

C.C.I.A.A. N. 802.603 - A.N.C. S20 N. 4021405 - COD. FISC. CLT GMR 34P18 H501V - PART. IVA 00064240153

Milano

09/03/2001

Prot. N.

4790/053/01

Spett.le

COMUNE DI MONZA

20052 MONZA (MI)

OGGETTO: Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel terreno di
fondazione di quattro torri faro di prossima installazione
nel campo sportivo SADA nel Comune di MONZA (MI) - Via
GUARENTI, 1.

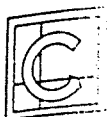
RELAZIONE GEOTECNICA

Premessa

Il presente rapporto analizza i terreni interessati dalle fondazioni di
n° 4 TORRI FARO di prossima installazione nel campo sportivo SADA
nel COMUNE DI MONZA (MI) in via Guarenti, 1.

I terreni in esame sono stati oggetto di un'indagine geotecnica con-
sistita nell'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche continue
i cui risultati, unitamente alla conoscenza della zona maturata dagli
scriventi, ha permesso di esaminare e definire i seguenti argo-
menti:

- caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni dell'area in esame,
- indicazioni sull'idrologia della zona,
- definizione della tipologia di fondazione più idonea per le strut-
ture in progetto,
- verifiche d'interesse geotecnico delle soluzioni fondazionali previ-
ste,
- raccomandazioni progettuali ed esecutive.



Capitolo 1 **INDAGINE GEOTECNICA**

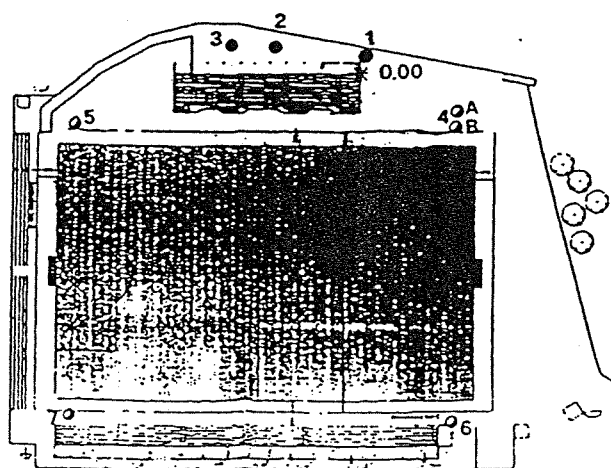
L'indagine geotecnica è consistita nell'esecuzione di n° 4 prove penetrometriche dinamiche continue a punta conica con tubazione di rivestimento in avanzamento i cui risultati più significativi e le profondità raggiunte sono riassunti nella tabella 1.1 seguente.

TABELLA 1.1 – RIASSUNTO PROVE PENETROMETRICHE CONTINUE¹

PROVA N°	Q_{pc} m	$Q_{7.5}$ m	Q_{15} m	Q_M m
4	-0.9	-5.6	-7.1	-10.3
5	-1.1	-3.3	-6.7	-11.9
6	-0.8	-6.1	-7.3	-10.8
7	-1.3	-6.6	-7.8	-11.9

Nella figura 1.1 è riportata la planimetria dell'area d'intervento dove sono indicate l'ubicazione delle verticali d'indagine e delle torri faro in progetto.

FIGURA 1.1 – PLANIMETRIA DELL'AREA E UBICAZIONE VERTICALI D'INDAGINE



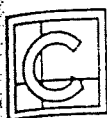
Nel disegno n° 4790/2 del 14/12/00 sono riportati i risultati dell'indagine con gli identificativi planoaltimetrici delle prove.

¹ Nella tabella si è indicato con:

Q_{pc} la quota del piano campagna,

$Q_{7.5-15}$ la quota in cui $N \geq 7.5-15$ colpi/piede (N = resistenza penetrometrica),

Q_M la quota di fine prova.



2.2 - Idrologia

Nel corso dell'indagine non è stata segnalata la presenza dell'acqua di falda. Questa infatti si ritiene presente nell'area in esame a profondità non interessate significativamente dalle strutture in esame e nel seguito sarà pertanto ignorata.

2.3 - Caratteristiche geotecniche dei terreni

Nella tabella 2.1 seguente si riportano le caratteristiche geotecniche medie dei terreni in esame, valutate anche con l'ausilio delle correlazioni indicate nelle note in calce alla tabella, utilizzando i risultati complessivi dell'indagine.

A tali parametri potrà essere fatto riferimento nelle calcolazioni di carattere geotecnico.

TABELLA 2.1 - CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO²

LIVELLO	Q_i m	γ KN/m ³	φ gradi	D_r %	m /	n /	v /
PRIMO	-3.3÷-6.6	19	22÷23	20÷30	120÷200	.7	.4
SECONDO P.A.	-6.7÷-7.8	19	26÷28	25÷45	250÷450	.7	.4
SECONDO P.B.	/	19	31÷33	55÷75	600÷900	.6	.35

² Nella tabella si è indicato con:

Q_i la quota del letto dello strato,

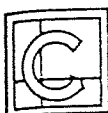
γ il peso di volume del terreno naturale,

φ l'angolo d'attrito calcolato secondo le correlazioni di MALCEV (1964),

D_r la densità relativa = $(e_n - e_m)/(e_u - e_m)$; e = indice dei vuoti; e_n in situ, e_m minimo; e_u massimo, calcolata secondo le correlazioni di GIBBS-HOLTZ (1975), SCHULTZ-MEZEMBACH (1961), BAZARAA-PECK (1967) - BAZARAA (1969) mediate.

m il gradiente del modulo di JOUNG E nella formulazione $E = m (\sigma_c/\sigma_r)^n \sigma_r$ (JANBU), calcolato secondo la correlazione di JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI (1975) utilizzando la D_r , σ_c ; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per E e σ_r in KPa,

v il rapporto di Poisson.



Capitolo 4 **FONDAZIONI**

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

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni in esame e in considerazione delle caratteristiche strutturali e di carico di quanto in progetto, si ritiene ammissibile l'adozione di FONDAZIONI DIRETTE impostate direttamente alla quota prevista dal progetto, previa la bonifica dei terreni ivi presenti per uno spessore non inferiore a 1 m.

Tale bonifica si rende necessaria allo scopo di minimizzare i cedimenti e regolarizzare i terreni presenti al piano d'appoggio delle fondazioni.

4.2 - Analisi fondazioni

Nel seguito sono analizzate le fondazioni sopra prospettate considerate impostate alla -2.9 m su bonifico di spessore $\Delta H = 1$ m.

4.2.1 - Ipotesi e modalità di calcolo

I calcoli sono condotti adottando le ipotesi e le modalità di seguito elencate.

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE

- a) Il metodo classico adottato considera il terreno incompressibile e in condizioni di rottura generale e permette di ottenere la CAPACITÀ PORTANTE LIMITE q_l relativa a fondazioni superficiali. Per tenere in conto della compressibilità del suolo viene introdotto l'indice di rigidezza secondo VESIC (1975) che rapportato all'indice critico permette di ottenere un coefficiente di riduzione della q_l variabile al variare della rigidezza dei terreni interessati dalle fondazioni.

La CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE q_a viene dedotta dalla q_l introducendo un opportuno coefficiente di sicurezza alla rottura, in linea con la normativa vigente.

- b) Sono adottate nell'analisi le espressioni indicate da MEYERHOF,

**TABELLA 4.1 - RIASSUNTO DEI CALCOLI DI CAPACITÀ PORTANTE E DI CEDIMENTO⁴**

TIPO	B m	q _i Kpa	q _a Kpa	w cm
ISOL	1	321.4	91.8	.4
	1.5	287.5	82.1	.6
	2	284.1	81.2	.8
	2.5	290.6	83	1.2
	3	301.6	86.2	1.5

TABELLA 4.2 - CARATTERISTICHE ELASTICHE EQUIVALENTI

TIPO	B m	E Kpa	k _{vm} KN/m ³	k _{si} KN/m ³
ISOL	1	8417	25833	36025
	1.5	8409	14683	20508
	2	8714	9928	13687
	2.5	9134	7455	10077
	3	9604	5955	7873

4.3 - Indicazioni progettuali

4.3.1 - La PRESSIONE DI CONTATTO FONDAZIONE-TERRENO q_t potrà essere calcolata nel rispetto della seguente espressione (MEYERHOF - 1953):

$$q_t = N / [(B_1 - 2 * e_1) * (B_2 - 2 * e_2)] \leq q_a$$

dove:

$e = M/N$,

N = risultante forze verticali in fondazione,

M = coppia in fondazione.

4.3.2 - I cedimenti calcolati sono da considerare sviluppatissimi

⁴ Nelle tabelle si è indicato con:

B il lato della fondazione,

q_i la portata limite nei confronti della rottura del terreno,

q_a la portata ammissibile nei confronti della rottura del terreno,

w il cedimento medio sotto la pressione q_a,

E il modulo di elasticità verticale riferito a terreno alla BOUSSINESQ,

k_{vm} il coefficiente medio di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER = (q_a/w),

k_{si} il coefficiente di sottofondo verticale tangente iniziale riferito alla funzione di tipo iperbolico:

$$q_t = q_i * k_{si} * w_t / (q_i + k_{si} * w_t)$$



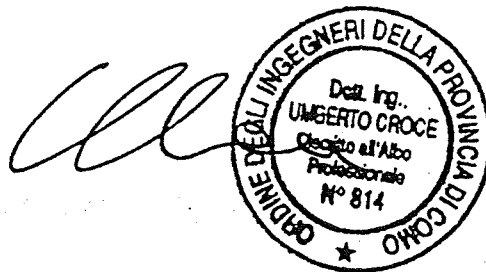
Capitolo 5 **CONCLUSIONI**

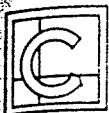
5.1 - I terreni in esame sono stati schematizzati in n° 2 livelli differenzianti per la differente natura e le differenti caratteristiche meccaniche.

Il primo è costituito presumibilmente da sabbia limosa di densità sciolta, il secondo è formato da sabbia e ghiaia di densità media, in aumento con la profondità.

5.2 - Per le fondazioni delle torri faro in esame sono state proposte e analizzate fondazioni del tipo diretto a plinto isolato impostate alla quota Q_f prevista dal progetto su bonifico avente spessore pari a 1 m.

A tali fondazioni è risultata associata una capacità portante q_a compresa tra 81 e 92 Kpa con associati cedimenti w sempre inferiori a 1.5 cm.





APPENDICE di CALCOLO

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

- Calcolo capacita' portante
- Calcolo cedimenti

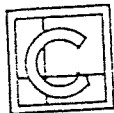


STUDIO TECNICO Geom. UGO CELOTTI

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

FONDAZIONI ISOLATE

Unita' di misura: KN; KPa; m; gradi sess.
1 KN=.1 t; 1 KPa=.1 t/mq

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

STRATO N.	Q1	FI	c	m	n	v	Nm
1	3.9	30.0	0.0	400	0.70	0.40	20.0
2	\	22.0	0.0	150	0.70	0.40	3.0

Q1 = quota letto strato
FI = angolo d' attrito
c = coesione media
m = grad. mod. elast.
n = espon. del modulo
v = rapp. di Poisson
Nm = num. medio colpi
del penetrometro
Gs; Gi = peso di volume
terreno sopra e
sotto la fondaz.

SPESSORE INTERESSATO DALLA FONDAZIONE: B * 2

Cal N.	Gs	Gi	FI	c	m	n	v	Nm
1	17.0	19.0	27.3	0.0	317	0.70	0.40	14.3
2	17.0	19.0	25.6	0.0	261	0.70	0.40	10.6
3	17.0	19.0	24.7	0.0	233	0.70	0.40	8.7
4	17.0	19.0	24.1	0.0	217	0.70	0.40	7.5
5	17.0	19.0	23.8	0.0	206	0.70	0.40	6.8

COEFF. MULTIPLICATIVO DEI FATTORI DI PROFONDITA' = 0.0
COEFF. DI SICUREZZA ALLA ROTTURA DEL TERRENO $F_s = 3.5$

SPESSORE TERRENO DEFORMABILE SOTTO LA FONDAZIONE $D_h = 30.0$

ANDAMENTO RESISTENZA PENETR. TERRENO SOTTO FONDAZIONE: DECRESCENTE.

TERRENO INTERESSATO DALLA FONDAZIONE: SABBIA O SABBIA LIMOSA FUORI FALDA.

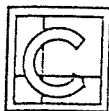
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Cal. N.	Tipo Fond.	B	L	Qpc	Qcf	Qf	Qw
1	ISOL	1.00	1.00	1.0	2.2	2.9	n.p.
2	ISOL	1.50	1.50	1.0	2.2	2.9	n.p.
3	ISOL	2.00	2.00	1.0	2.2	2.9	n.p.
4	ISOL	2.50	2.50	1.0	2.2	2.9	n.p.
5	ISOL	3.00	3.00	1.0	2.2	2.9	n.p.

B = lato minore
L = lato maggiore
QUOTE :
Qpc = campagna in eser.
Qcf = calpestio infer.
Qf = imposta fondaz.
Qw = livello acqua

ESPRESSIONE UTILIZZATA PER IL CALCOLO DELLA PORTATA LIMITE q1

$q_1 = c N_c s_c d_c i_c g_c f_c + q_s N_q s_q d_q i_q g_q f_q + 1.5 G_i B N_g s_g d_g i_g g_g f_g$
(per significato dei simboli e sviluppo dei calcoli cfr. pag. seguente).



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

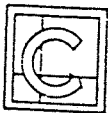
pag. 4

METODO DI
VESIC

Calc.	1	2	3	4	5	
Nc	24.54	21.55	20.24	19.50	19.03	FATTORI di capacita' portante del terreno FATTORI di forma della fondazione FATTORI di compressibilita' del terreno FATTORI di profondita' INDICE di RIGIDEZZA INDICE CRITICO FATTORI di inclin. ed eccentric. del carico Gi medio signific. ($Q_f - Q_{cf}$) * G_s
Nq	13.69	11.31	10.30	9.74	9.38	
Ng	15.18	11.77	10.37	9.62	9.15	
sc	1.56	1.52	1.51	1.50	1.49	
sq	1.52	1.48	1.46	1.45	1.44	
sg	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	
cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
IR	226.0	196.4	176.8	162.9	152.4	
IC	53.95	46.00	42.60	40.72	39.52	
ic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
iq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
ig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Gi	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	
qs	11.90	11.90	11.90	11.90	11.90	
ql	333.56	299.52	297.05	304.89	317.35	
ql/Fs	95.30	85.58	84.87	87.11	90.67	

METODO DI
HANSEN

Nc	24.54	21.55	20.24	19.50	19.03	METODO DI HANSEN
Nq	13.69	11.31	10.30	9.74	9.38	
Ng	9.84	7.39	6.40	5.87	5.54	
sc	1.56	1.52	1.51	1.50	1.49	
sq	1.52	1.48	1.46	1.45	1.44	
sg	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	
cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
IR	226.0	196.4	176.8	162.9	152.4	
IC	53.95	46.00	42.60	40.72	39.52	
ic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
iq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
ig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Gi	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	
qs	11.90	11.90	11.90	11.90	11.90	
ql	303.09	262.09	251.77	251.46	255.63	
ql/Fs	86.60	74.88	71.94	71.85	73.04	



Calc.	1	2	3	4	5	METODO DI MEYERHOF
Nc	24.54	21.55	20.24	19.50	19.03	
Nq	13.69	11.31	10.30	9.74	9.38	
Ng	10.01	7.43	6.40	5.85	5.51	
sc	1.54	1.50	1.49	1.48	1.47	
sq	1.27	1.25	1.24	1.24	1.24	
sg	1.27	1.25	1.24	1.24	1.24	
cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
IR	226.0	196.4	176.8	162.9	152.4	
IC	53.95	46.00	42.60	40.72	39.52	
ic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
iq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
ig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Gi	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	
qs	11.90	11.90	11.90	11.90	11.90	
ql	327.50	300.90	303.41	315.43	331.72	
=ql/Fs	93.57	85.97	86.69	90.12	94.78	

PORTATA MEDIA
(VESIC, HANSEN e MEYERHOF)

Calc.	1	2	3	4	5
ql	321.38	287.50	284.08	290.60	301.57
=ql/Fs	91.82	82.14	81.17	83.03	86.16

CALCOLO DEI CEDIMENTI

$$= ar \ af \ ad \ B \ (1-v^2) * [(qa-q)/E + q/Es]$$
$$= ff \ fh \ ft \ [q \ B.^1 \ Icc/3 + (qa - q) \ B.^1 \ Icc]$$

Calc.	1	2	3	4	5	
ar	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	FATTORE di RIGIDEZ.
af	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	FATTORE di FORMA
ad	0.63	0.69	0.74	0.78	0.81	FATTORE di PROFOND.
qa	91.82	82.14	81.17	83.03	86.16	PRESSIONE TERRENO
q	32.30	32.30	32.30	32.30	32.30	($q_f - q_{pc}$) * G_s
E	8417	8409	8714	9134	9604	MODULO PRIMO CARICO
Es	24524	24691	25667	26951	28369	MODULO RICOMPRESS.
w1	0.38	0.53	0.73	0.94	1.17	CEDIM.cm-BOWLES 1982
kv1	24218	15396	11151	8841	7360	COEFF. SOTTOF. VERT
ff	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORE di FORMA
fh	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORE di COMPRES.
ft	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	FATTORE di VISCOS.
Icc	0.041	0.063	0.083	0.101	0.117	IND. di COMPRESS.
zi	2.000	3.000	4.000	5.000	6.000	PROFOND. SIGNIFIC.
w2	0.33	0.59	0.93	1.37	1.89	CEDIM.cm-BURLAND 984
kv2	27448	13970	8704	6070	4550	COEFF. SOTTOF. VERT
wm	0.36	0.56	0.83	1.15	1.53	CEDIMENTO MEDIO cm
kvm	25833	14683	9928	7455	5955	COEFF. SOTTOF. MEDIO