

Ing. Angelo S. Rabuffetti - Milano **Strutture Fondazioni Speciali Geotecnica**

COMMITTENTE: **MILANOSPORT S.P.A.**
Viale Tunisia, 35
20124 Milano

CANTIERE: **Centro Sportivo via XXV Aprile – via Cimabue, 24**

LAVORO: **PROGETTAZIONE ESECUTIVA FONDAZIONI
PER TORRI MONOPALO ILLUMINAZIONE**

RELAZIONE SUL DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

Milano, 26 03 2013

R. RAB\dll 13RE850_01.01



1 - GENERALITA' E DESCRIZIONE DEL LAVORO

Scopo di questo Rapporto è il dimensionamento strutturale di quattro fondazioni di torri – faro per illuminazione (due tipologie), da realizzare nel cantiere in Oggetto.

Il dimensionamento è effettuato in seguito alla presa visione della seguente documentazione, da ritenere parte integrante degli elaborati progettuali:

- risultati della campagna geognostica iniziale, effettuata nell'anno 2011, come riferimento per le torri 1 e 2 mostrate nella planimetria (Fig. 1)
- risultati della campagna geognostica integrativa effettuata nell'anno 2012, come riferimento per le torri 3 e 4 (vedere in Fig. 2 i risultati delle prove penetrometriche dinamiche continue assunte come riferimento per la progettazione)
- le caratteristiche statiche del profilo metallico commerciale TFI 30.2 allegate (Fig. 3), ovvero similare, che dovranno essere rispettate in fase costruttiva a meno di una verifica equipollente a quella condotta nel seguito, nel caso in cui venga utilizzato un profilo di caratteristiche differenti.

Il dimensionamento viene condotto secondo le “Norme tecniche per le costruzioni” – D.M. Infrastrutture 14 01 2008.

2 – AZIONI DI PROGETTO

Le verifiche vengono effettuate con riferimento alla condizione di carico orizzontale dovuto al vento, secondo i parametri di normativa riferiti nella seguente Tab. V1.

La spinta del vento, che nella seguente tabella V1 è determinata per la quota di riferimento di 6.0 m, varia lungo il fusto del palo con legge determinata dai parametri da attribuire al vento di progetto.

Inoltre, per le verifiche di progetto è necessario tenere conto della rastremazione del diametro che avviene in maniera continua lungo il fusto del palo di sostegno, a partire da 980 mm a quota del piano di appoggio di pali (quota -2.00 rispetto allo 0.00 del p.c.) fino a 220 mm a quota +30.00 m.

In sommità del palo viene considerata una piattaforma 250 * 70 prevista per l'installazione fino a 24 proiettori piccoli.

Per tenere conto di tutte le variabili viene effettuato un calcolo distinto per ogni intervallo di altezza significativo e per i diametri variabili del palo che sorregge l'impianto illuminante, assumendo la spinta del vento nel baricentro di ciascuna sezione così determinata.

La determinazione delle azioni flettente e tagliante di progetto sono riportate nella seguente Tab. STR1.

Si considera come azione di progetto l'involuppo delle seguenti azioni:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i=2..n} (\psi_{0i} \gamma_{Qi} Q_{ki})$$

**VERIFICA NUMERICA DELL'AZIONE DEL VENTO SULLE COSTRUZIONI
SECONDO IL NUOVO TESTO UNICO DELLE COSTRUZIONI, 2008 - Punto 3.3**

Data: Ottobre 2011 File: Q20_NTC2008

Cantiere: Milano
Situazione:

Località: Milano	ZONA: 1	V _{ref,0} = 25 m/sec
Quota a _s : 121 m.s.l.m.m.		a ₀ = 1000 m
H tot: 31 m (Fuori Terra)		k _a = 0.01 1/s
Categ.: II		
V _{ref} = V _{ref,0} per a _s < a ₀		V _{ref} = 25.0 m/sec
= V _{ref,0} + k _a (a _s - a ₀) per a _s > a ₀		

DETERMINAZIONE DELLA VELOCITA' IN FUNZIONE DEI TEMPI DI RITORNO

$$V_R(T_R) = \alpha_R (T_R) * V_{ref}$$

dove: α_R è un coefficiente ricavabile dall'espressione

$$\alpha_R = 0.75 * \{1 - 0.2 * \ln[-\ln(1 - 1/T_R)]\}^{1/2}$$

= 1.04
per k₁ = 0.2
n = 0.5
p = 1/T
T = 100 anni - per T_R <> 50 anni si fa riferimento alla Circ. CSLP

$$V_R(T_R) = 25.98 \text{ m/sec}$$

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DEL VENTO

$$p = q_b * C_e * C_p * C_d$$

dove: $q_b = 1/2 \rho [V_R(T_R)]^2$
= 421.9 N/m²
 $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$

$$C_e(z) = k_r^2 * C_t * \ln(z/z_0) * [7 + C_t * \ln(z/z_0)] = 2.04 \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{min}) = 1.80 \text{ per } z < z_{min}$$

C_p = 1.2 è il coefficiente di forma (coefficiente aerodinamico)

C_d = 1 è il coefficiente dinamico

C_t = 1 è il coefficiente di topografia

k_r = 0.19

z = 6

z₀ = 0.05

z_{min} = 4

$$p = 1031.4 \text{ N/m}^2 = 1.031 \text{ KN/m}^2$$

TAB. V1

MILANOSPORT - C.S. XXV Aprile
 Valutazione delle azioni sul fusto del palo per illuminazione
 File: 12STR850

CARATTERISTICHE DEL PALO E DELLA SOLLECITAZIONE

Pesi = 26.80 KN		Palo e soprastruttura									
SEZ (m)	diam (mm)	A VertPalo (m2)	Baric. (m)	Q20 (KPa)	F20 (palo) (KN)	A VertTop (m2)	Z (m)	F20 Top	M20 Palo (KN*m)	M20 Top (KN*m)	
31				1.578		2.625	30.5	4.142		130.48	
30	220	0.232	29.491	1.566	0.363	2.625	29.5	4.111	11.07	125.38	
29	243.75	1.165	26.891	1.554	1.810				50.49		
25	338.75	1.991	22.376	1.501	2.988				69.84		
20	457.5	2.584	17.404	1.423	3.678				67.68		
15	576.25	3.178	12.422	1.324	4.208				56.48		
10	695	3.772	7.434	1.191	4.492				37.89		
5	813.75	0.826	4.498	0.977	0.807				4.43		
4	837.5	3.540	1.964	0.912	3.228				9.57		
0	932.5	1.913		0.912	1.744						
-2	980										
Totali -->					23.32	8.25	Totali -->		307.47	255.86	
Coefficiente parziale $\gamma =$					1.50	Coefficiente parziale $\gamma =$					1.50

Max Tg = 47.4 KN Max Mf = 845.0 KN*m Azione

CARATTERISTICHE DEL PLINTO

A = 1.80 m
 B = 3.50 m
 C = 0.50 m
 D = 2.50 m
 $\phi = 1.20$ m NB - Affondamento nel plinto = 2.00 m

Valori riferiti al cls: Valori riferiti al terreno:
 Volume = 15.11 m³ Volume = 10.80 m³ $\gamma_T = 17$ KN/m³
 Peso = 377.83 KN Peso = 183.60 KN

VALORI RELATIVI ALLO S.L.E.:
 Mf,base = 1.75 * 377.83 = 661.20 KN*m (cls) Mf relativamente al bordo
 1.75 * 183.60 = 321.30 KN*m (suolo) sopravvento della fondazione
 P,Tot = 588.23 KN Peso
 Mf,Res = 982.50 KN*m Resistenza
 e = Max Mf / N = 1.437 m Eccentricità

Fs = Resistenza / Azione
 = 1.1627

CARATTERISTICHE DELLA RISPOSTA DEL TERRENO (metodo di Vesic)

B1 = B - 2*e
 = 0.627 m
 Sup = B * B1
 = 2.194 m²
 $\sigma_T = P,Tot / Sup$
 = 268.05 Kpa

dove:

- $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1.3$ oppure 1.0 se il contributo diminuisce la sicurezza
- $\gamma_{Q1} = 1.5$ 0 se il contributo diminuisce la sicurezza
- $G_j =$ valore caratteristico delle azioni permanenti (pesi propri elementi strutturali e non strutturali)
- $Q_{k1} =$ valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione
- $Q_{ki} =$ valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti
- $\psi_{0i} =$ Coefficiente di combinazione che esprime la contemporaneità probabilistica attesa

L'azione sismica viene considerata ininfluenza ai fini pratici in quanto ad una prima sommaria analisi risulta molto inferiore alle azioni determinate dal vento di progetto, senza previsione di contemporaneità.

In definitiva, le azioni previste in fondazione sono le seguenti:

- $\gamma_G * \Sigma G_j =$ pesi proprio del palo + pannello piattaforma + fondazione con terreno portato:
 - per carico sulla fondazione ($\gamma_G = 1.3$)
 $= 1.3 * [(26.80 + 10 + 588.23)]$
 $= 812.54 \text{ KN}$
 - per funzione stabilizzante ($\gamma_G = 1.0$)
 $= [(26.80 + 10 + 588.23)]$
 $= 652.03 \text{ KN}$
- azione tagliante dovuta al vento $= 1.5 * 31.6 = 47.4 \text{ KN}$
- azione flettente dovuta al vento $= 1.5 * 563.3 = 845 \text{ KN*m}$

3 – PROGETTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Le verifiche strutturali vengono condotte allo S.L.U. secondo la relazione fondamentale:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto delle azioni o degli effetti delle azioni, e R_d è il valore di progetto della resistenza.

Le verifiche vengono estese sia alla capacità portante della fondazione, sia alla capacità statica, oltre che a traslazione sul piano di posa e ribaltamento rigido del sistema fondazione + torre.

Tenuto conto delle scarse caratteristiche del terreno sondato in corrispondenza dell'impronta delle fondazioni previste (in particolare nei primi metri sotto la quota – 2.30 da p.c., vedere Fig. 2), sono individuate due tipologie:

- fondazioni dirette in corrispondenza delle torri 3 e 4 (dove $N_{SCPT} \geq 10$)
- fondazioni su micropali in corrispondenza delle torri 1 e 2 (dove $N_{SCPT} \leq 5$)

3.1 – VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE.

3.1.1 – Fondazione diretta sul suolo

Viene verificata positivamente nella seguente Tab. GEO01, ricavata utilizzando il Programma GEOSLU (A. S. Rabuffetti "Fondazioni superficiali" – DEI Editore, Roma, 2010).

La disuguaglianza fondamentale $E_d < R_d$, allo SLU, risulta verificata.

3.1.2 – Fondazione su micropali

Considerate le azioni agenti sulla fondazione, verranno utilizzati Nr. 8 micropali per ciascun plinto, disposti a coppie sotto ogni spigolo, con i baricentri di ciascuna coppia posizionati in modo da formare un quadrato di lato 2.25 m.

La condizione pessima di verifica progettuale è quella corrispondente a spinta del vento lungo una diagonale. In tale situazione, le azioni SLU di progetto si ridistribuiscono nei quattro punti baricentrici come segue:

$$\begin{aligned} N_{MAX} &= 812.54 / 4 + 844.95 / (2.00 \cdot \sqrt{2}) \\ &= 501.87 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{MIN} &= 652.03 / 4 - 844.95 / (2.00 \cdot \sqrt{2}) \\ &= -135.72 \text{ KN} \end{aligned}$$

Ciascun micropalo viene perciò dimensionato per una compressione pari a $501.87 / 2 = 250.93$ KN e una trazione pari a $135.72 / 2 = 67.86$ KN.

La risoluzione del problema geotecnico viene eseguita sotto la combinazione A1+M1+R3 – Approccio 2 – come previsto dalle NTC 2008 (Punto 6.4.3.1), utilizzando le correlazioni sintetizzate in Rabuffetti (2011), secondo quanto riportato nella seguente Tab. P1.

La disuguaglianza SLU è verificata adottando le seguenti riduzioni della capacità portante:

- un coefficiente parziale per la portata laterale $\gamma_{R,3} = 1.15$
- un coefficiente parziale per la portata in punta $\gamma_{R,3} = 1.35$
- un coefficiente di correlazione per 2 verticali indagate $\xi_3 = 1.55$.

Come risultati delle prove si assumono quelli della campagna penetrometrica dell'anno 2011 (Fig. 2).

I micropali saranno di diametro 200 mm, lunghi 11 m a partire dall'estradosso della fondazione e saranno armati con tubolari metallici 101.6 x 8.

3.2 – VERIFICHE DI STABILITA'

3.2.1 – Traslazione sul piano di posa

3.2.1.1 – Fondazione superficiale

Da quanto sopra riferito e dalla Tab. STR1, considerando un angolo di attrito terreno/struttura pari a 30° si ricava:

Geo Fondazione Superficiale (NTC 2008) _ Dati Geotecnici

File Azione Condizioni

VALUTAZIONE DI CAPACITA' PORTANTE ALLO S.L.U. UTILIZZANDO IL METODO DI VESIC'

LAVORO: GEO Fondazioni

File: 13F850_01 Data: 03-26-2013

Calcolo Geotecnico

PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA CARATTERISTICA e di verifica

PARAM.	U.M.	VALORE CARATT.	SET	COEFFICIENTE RIDUTTIVO	VALORE	PARAMETRO DI PROGETTO
γ	KN/m ³	17	M1	$\gamma \gamma$	17	KN/m ³
			M2	$\gamma \gamma$	17	KN/m ³
γ (sopra)	KN/m ³	17	M1	$\gamma \gamma$	17	KN/m ³
			M2	$\gamma \gamma$	17	KN/m ³
$\tan \phi'_{sk}$ (ϕ'_{sk})		28	M1	$\gamma \phi'$ su $\tan \phi'$	28	($=\phi'_{sk}, d$)
			M2	$\gamma \phi'$ su $\tan \phi'$	23.043	($=\phi'_{sk}, d$)
c_k	KN/m ²	0	M1	$\gamma o'$	0	KN/m ²
			M2	$\gamma o'$.00	KN/m ²
c_{uk}	KN/m ²	0	M1	γou	0	KN/m ²
			M2	γou	.00	KN/m ²

SET DI PARAMETRI IN RELAZIONE AL TIPO DI APPROCCIO

Materiali (M1, M2, M3) = M1 Azioni di Verifica: Coefficienti A1

Resistenza (R1, R2, R3) = R3

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA E DEI PARAMETRI GEOTECNICI IN INGRESSO.

B = 3.5 (m) - Larghezza della Fondazione

L = 3.5 (m) - Lunghezza della Fondazione

h = 2.8 (m) - Affondamento dal p. o.

γ_1 = 17.000 (KN/m³) - Peso di volume del terreno sotto il piano d' imposta

γ_2 = 17.000 (KN/m³) - Peso di volume del terreno sopra il piano di imposta

ϕ = 28.000 - Angolo di attrito interno

C = .000 (KPa) - Coesione

Programma GEOSLU Input per calcolo capacità portante - 1/3

Geo Fondazione Superficiale (NTC 2008) _ Azioni

Azione

H = 47.4 (KN) - Risultante delle Forze Orizzontali nella condiz. Specifica

V = 812.54 (KN) - Risultante delle Forze Verticali nella condiz. Specifica

Mf = 844.95 (KN*m) - Momento ribaltante nella condiz. Specifica

CALCOLAZIONE PRELIMINARE DELLE GRANDEZZE GEOMETRICHE

e = Mf / V - Eccentricita' del Carico Verticale

= 1.040 (m)

Bf = B - 2 * e - Larghezza Ridotta per Eccentricita' del Carico

= 1.420 (m)

CALCOLO DI CAPACITA' PORTANTE

Si utilizza la formula:

$R_d = 1 / \gamma_1 * R$

$R = q_{ult} = 1/2 \gamma_1 B^2 N_\gamma \lambda_\gamma \lambda_{\gamma i} + \gamma_2 h N_q \lambda_q \lambda_{qi} + C N_c \lambda_c \lambda_{ci}$

dove oltre a quanto gia' definito si introducono:

N_γ, N_q, N_c - Fattori adimensionali di capacita' portante, funzione dell'angolo ϕ

$\lambda_\gamma, \lambda_q, \lambda_c$ - Fattori di forma della fondazione

$\lambda_{\gamma i}, \lambda_{qi}, \lambda_{ci}$ - Fattori legati all'inclinazione dei carichi

Programma GEOSLU Dati di capacità portante - 2/3

Geo Fondazione Superficiale (NTC 2008) _ Capacità Portante

File Azione

VALUTAZIONE DEI FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE (Prandtl e Reissner)

$N_q = \exp(\pi * \tan(\phi)) * \tan(\pi/4 + \phi/2)^2 = 14.72$

$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi) = 25.80$

$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi) = 16.72$

VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI DI FORMA (Vesic)

$\lambda_c = 1 + B/L * N_q/N_c = 1.23$

$\lambda_q = 1 + B/L * \tan(\phi) = 1.22$

$\lambda_\gamma = 1 - 0.4 * B/L = .84$

VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI DI INCLINAZIONE ED ECCENTRICITA' (Vesic)

$m = (2 + B/L) / (1 + B/L) = 1.50$

$\lambda_{qi} = [1 - H / (V + B^2 * L * C / \tan(\phi))]^m = .91$

$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} - (1 - \lambda_{qi}) / (N_c * \tan(\phi)) = .91$

$\lambda_{\gamma i} = [1 - H / (V + B^2 * L * C / \tan(\phi))]^{m+1} = .86$

VALORI DI RESISTENZA IN TERMINI DI CAPACITA' PORTANTE

$R = 1/2 \gamma_1 B^2 N_\gamma \lambda_\gamma \lambda_{\gamma i} + \gamma_2 h N_q \lambda_q \lambda_{qi} + C N_c \lambda_c \lambda_{ci}$

= 145.463 639.399 .000

= 784.862 KPa - Capacita' Portante con Parametri fattorizzati

$R_d = 1 / \gamma_1 * R$ $\gamma_1 = 2.300$ Coeff. parziale per R3

= 341.244 KPa - Resistenza di progetto **A1 + M1 + R3**

Programma GEOSLU Risultati capacità portante - 3/3

TAB GEO01

PALIFICATA DI FONDAZIONE AZIONI SUI SINGOLI PALI	LAVORO: MILANO VIA CIMABUE TORRE FARO
---	--

FILE: SLU_Pali	DATA 26 03 2013
----------------	-----------------

CALCOLO DI PALIFICAZIONI CON I VALORI DI SPT.
 Valori di Capacita' Portante per Pali Trivellati
 a partire dallo Stato Limite di Servizio di cedimento $S = 5\%$ di $_D$
 Rif. Reese e Wright (1977).
 Dati i valori SLE, si assume nelle calcolazioni
 --> $Ppta(SLU) = Ppta(SLE) * 2.50$
 Attrito laterale calcolato allo SLU
 Rif. E. Pasqualini, 1983: "Standard Penetration Test"

DIAMETRO DEL PALO (m) =	0.20
AEA DI BASE (mq) =	0.031416
PESO SPECIF. PALO (KN/mc) =	25 (Negativo per trazione)

APPROCCIO NORMATIVO SLU 2: A1+M1+R3
 FATTORI APPLICATI:
 Fattore parziale $Plat - \gamma_R$: 1.15
 Fattore parziale $Ppta - \gamma_R$: 1.35
 Fattore correlaz. Indagine ξ_3 : 1.55

LIVELLO	SPESSORE (m)	Nspt Medio	TAU (KPa)	SIGMA (KPa)	Plat/ γ_R (KN)	Ppta/ γ_R (KN)	Peso Palo (KN)	P. SLU (KN)
---------	-----------------	---------------	--------------	----------------	--------------------------	--------------------------	-------------------	----------------

1	5.00	5	13.00	837.5	35.51	19.49	3.93	31.56
2	6.00	30	78.00	5025.0	291.21	116.94	8.64	254.68

LUNGHEZZA TOTALE CALCOLATA DEL PALO =	11.00 m
---------------------------------------	---------

TAB. P1

$$E_d = 47.4 \text{ KN}$$

$$R_d \equiv 652.03 * \tan 30^\circ = 376.45 \text{ KN}$$

e perciò viene verificata allo SLU la disuguaglianza fondamentale $E_d < R_d$.

3.2.1.2 – Fondazione su micropali

La resistenza alla traslazione viene fornita dalla spinta passiva esercitata dal riempimento costipato sui fianchi della fondazione, sicuramente in grado di fornire una reazione molto maggiore dell'azione esercitata, pari al taglio orizzontale.

3.2.2 – Ribaltamento rigido

Da quanto sopra riferito e dalla Tab. STR1, anche senza considerare la spinta passiva garantita dall'approfondimento della fondazione, si ricava:

$$E_d = 844.95 \text{ KN*m}$$

$$R_d \equiv 982.50 \text{ KN*m}$$

e perciò viene verificata allo SLU la disuguaglianza fondamentale $E_d < R_d$.

3.3 – CAPACITA' STATICA

3.3.1 – Colletti e fianchi del plinto

La risoluzione viene condotta per analogia con colletti di strutture a bicchiere di incastro di elementi prismatici, così come riportata da Leonhardt / Moening (1977). Le calcolazioni analitiche sono riferite nell'allegata Tab. STR2.

La verifica è positiva in quanto le sollecitazioni determinate dalle azioni nei materiali (effetto delle azioni) risulta inferiore alle sollecitazioni di calcolo f_{yd} (resistenza unitaria).

3.3.2 – Piattabanda di appoggio

Si determina nella configurazione pessima l'azione flettente sull'ala della piattabanda sporgente per 50 cm sotto la fondazione. A favore della sicurezza si adotta un coefficiente parziale allo SLU cumulativo $\gamma = 1.45$, cosicché l'azione viene ridefinita come $1.45 * 106.6 = 154.6 \text{ KPa}$, e l'azione flettente di progetto, calcolata per una striscia di 1 m è data da: $pL^2/2 = 154.6 * 0.5^2 / 2 = 19.33 \text{ KN*m}$ allo SLE.

L'analisi strutturale viene risolta graficamente con la definizione del dominio di rottura come mostrato nell'allegata Tab. STR3.

3.3.3 – Micropali

Nella seguente Tab. STR4 è riportata la verifica del manicotto di armatura di un profilo tubolare 101.6 x 8, considerando uno spessore di filettatura standard di 1.7 mm.

La disuguaglianza fondamentale $E_d < R_d$, allo SLU, risulta verificata.

Cls RCK = 30 MPa ----> fcd = 11.205 MPa

Acciaio fyk = 450 MPa ----> fyd = 391.3043 MPa

Leggi Costitutive: CLS = PARABOLA-RETTANGOLO Acciaio = Bilineare Max Costante

Combinazione di calcolo = Quasi Permanente

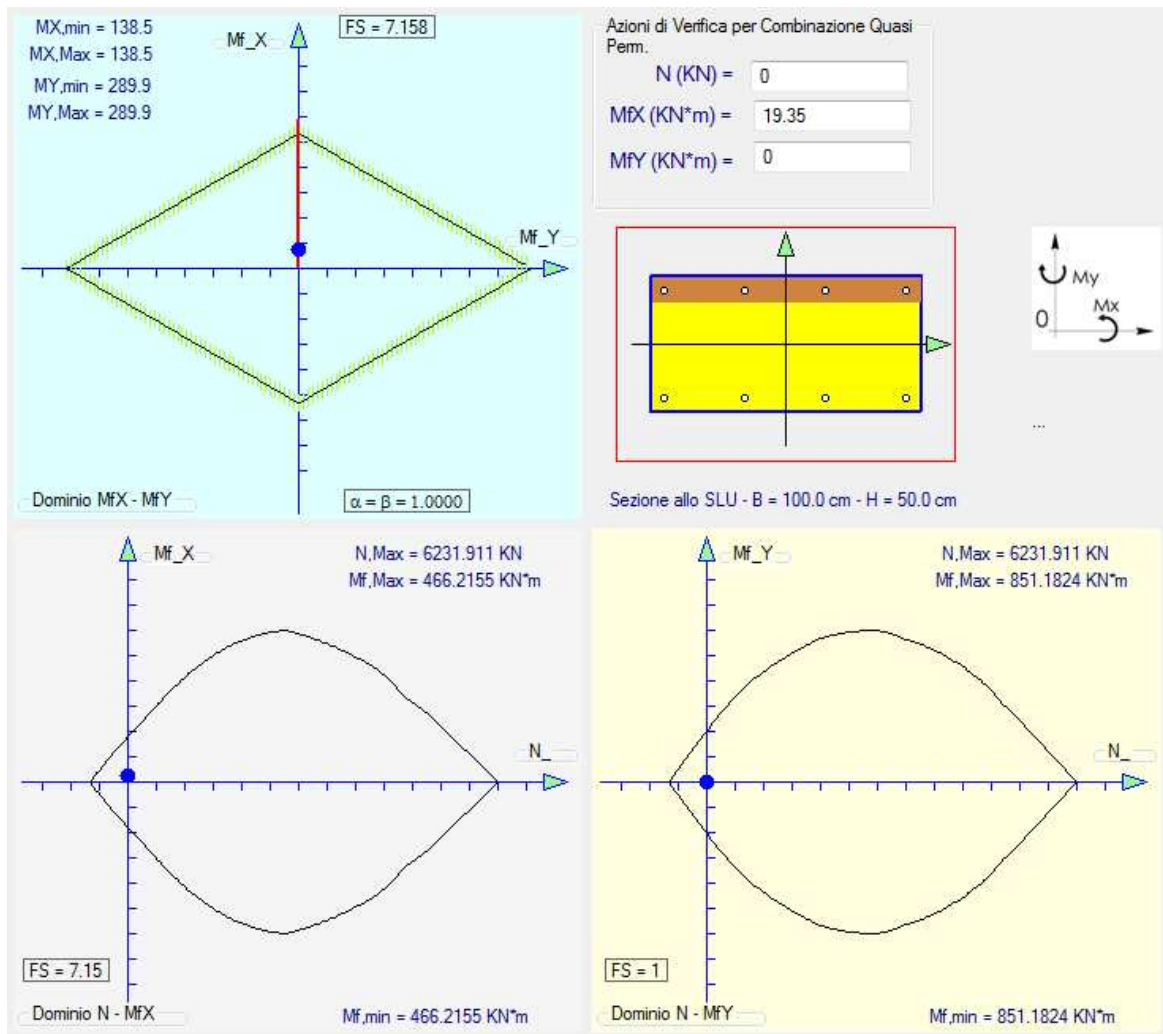
Trave Rettangolare ----> B = 100 cm ----> H = 50 cm

Definizione dei ferri

Nr. 4 fi 16 mm a 5 cm

Nr. 4 fi 16 mm a 45 cm

Caso N	Mx	My	FS	FS	FS
Nr (KN)	(KN*m)	(KN*m)	(Mx/N)	(My/N)	(MxMy)
1	0.	19.35	0.	7.158	1.



TAB. STR3

Caratteristiche di un Tubolare metallico

Caratteristiche di un Tubolare Metallico

Diametro ext. = 101.6 mm Spessore = 8 mm

Peso = 18.466 Kg/m

Area Metallica = 23.524 cm²

W Sezione = 51.082 cm³

J Sezione = 259.50 cm⁴

Verifica del Giunto a Manicotto Ext.

Spessore "pelatura" (mm) = 1

Spessore filetto (mm) = 1.7

SigmaAmm Acciaio (MPa) = 338

AREA UTILE (mm²) = 1513.5

PORTANZA (KN) = 511.57

Tubolare fi ext 101.6

Spessore 8

TAB. STR4

3.3.4 – Materiali da costruzione:

Si prescrivono i seguenti:

Calcestruzzo durevole classe di resistenza C25/30

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 30 & \text{N/mm}^2 \\ f_{ck} &= 25 & \text{N/mm}^2 \\ f_{cd} &= 14.2 & \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

Acciaio da cemento armato ordinario di qualità B450C

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 450 & \text{N/mm}^2 \\ f_{yd} &= 391.3 & \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

Acciaio per strutture metalliche, laminati e profilati, di qualità S355H

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 355 & \text{N/mm}^2 \\ f_{yd} &= 338.1 & \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

Milano, 26.03.2013



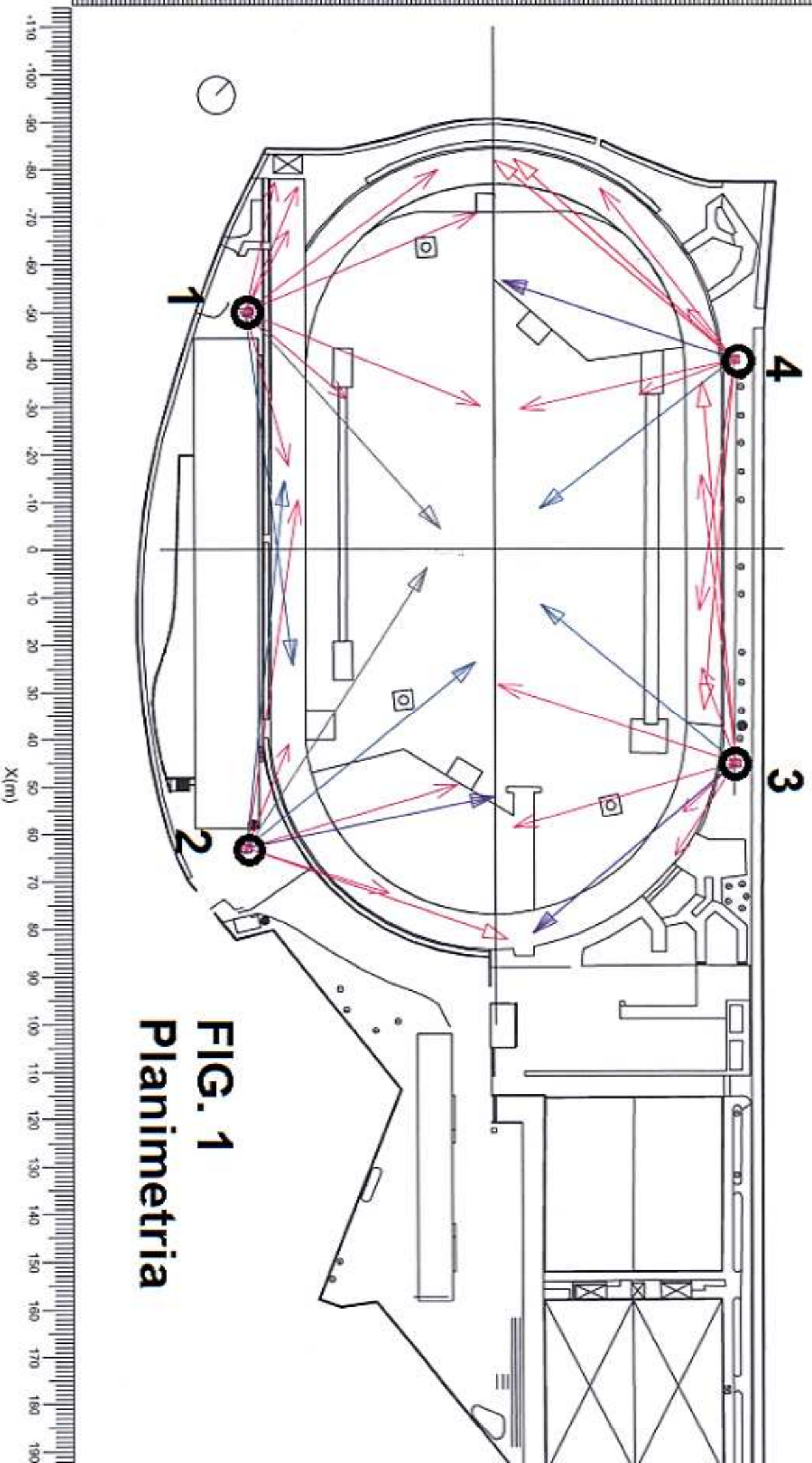


FIG. 1
Planimetria

D MVF404 B3
 G MVF404 B6
 I MVF404 B8

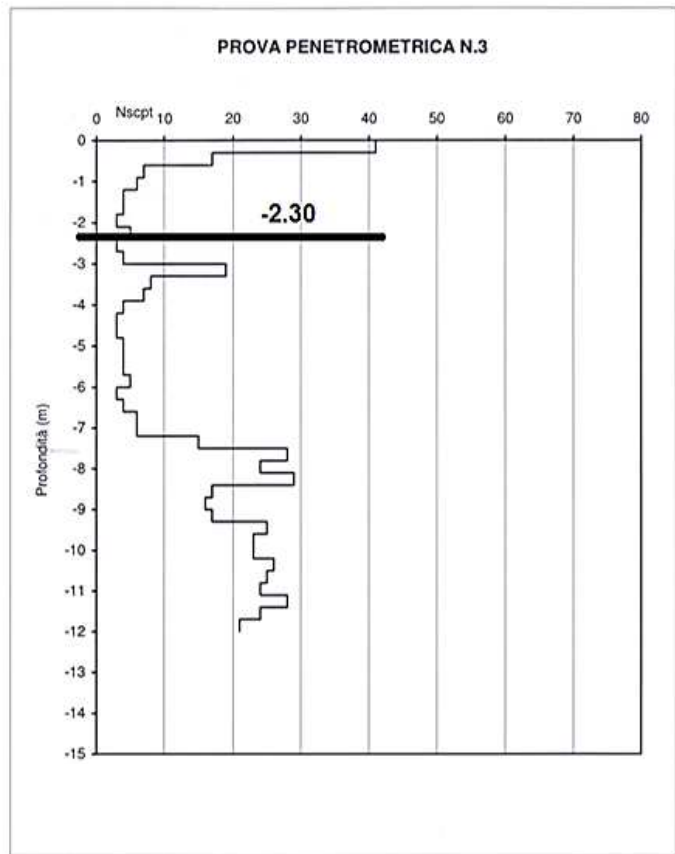
F MVF404 B5
 H MVF404 B7

X(m)

COMMITTENTE: MILANOSPORT S.p.A.
 CANTIERE DI MILANO - VIA CIMABUE
 PROFONDITA' DELLA FALDA : - 15,7 m
 DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 20/04/2011

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A.G.I.)

Profondità	RP	RL	Profondità	RP	RL
0	41			28	
	17			24	
	7			29	
	6			17	
-1,5	4		-9	16	
	4			17	
	3			25	
	5			23	
	3			23	
-3	4		-10,5	26	
	19			25	
	8			24	
	7			28	
	4			24	
-4,5	3		-12	21	
	3				
	4				
	4				
	4				
-6	5		-13,5		
	3				
	4				
	6				
	6				
-7,5	15		-15		



Riferimento Torri 1 e 2

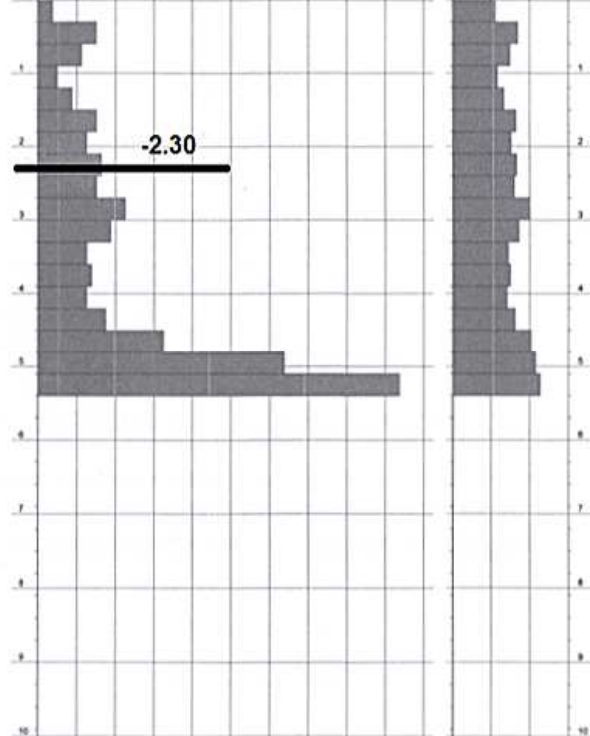
FUSINA S.R.L.
 Via Boccioni, 6 - 20052 Monza
 tel. 039/2028619

Riferimento: GPT01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd n° 1

- indagine : MILANO SPORT - data : 12/12/2012
 - cantiere : Via Cimabue - quota inizio : piano campagna
 - località : Milano - prof. falda : Falda non rilevata

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30$ Rpd (kg/cm²)
 m 0 8 16 24 32 40 48 56 64 72 80 1 10 100 1000 m



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : Pagani TG63-100
 - M (massa battente) = 63,80 kg - H (altezza caduta) = 0,75 m - A (area punta) = 20,43 cm² - D (diam. punta) = 81,00 mm
 - Numero Colpi Punta N = N(30) [$\delta = 30$ cm] - Uso investimento / larghi iniezione : NO

Riferimento: GPT01

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA n° 1

- indagine : MILANO SPORT - data : 12/12/2012
 - cantiere : Via Cimabue - quota inizio : piano campagna
 - località : Milano - prof. falda : Falda non rilevata
 - note : - pagina : 1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA					VCA	β	Nscpt		
			M	min	Max	$\sqrt{M+min}$	s				M-s	M+s
1	0,00 - 1,50	N	7,0	3	12	5,2	—	—	7	1,20	8	
		Rpd	46,1	21	80	33,6	—	—	46	—	—	
2	1,50 - 4,80	N	13,7	10	26	11,9	4,8	9,0	18,5	14	1,20	17
		Rpd	76,9	52	135	64,5	24,3	52,6	101,2	79	—	—
3	4,80 - 8,40	N	63,0	51	75	57,0	—	—	—	63	1,20	78
		Rpd	311,1	252	370	291,5	—	—	—	311	—	—

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
 N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta = 0,99$) Nscpt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nscpt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof. (m)	LITOLOGIA	Nscpt	NATURA GRANULARE				NATURA COESIVA				
				DR	α'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0,00 - 1,50	Sabbia limosa sciolta	8	28,3	29,2	253	1,81	1,46	0,50	1,87	35	0,945
2	1,50 - 4,80	Sabbia grigia poco e med. ass.	17	45,5	32,1	322	1,97	1,56	1,06	1,98	27	0,729
3	4,80 - 8,40	Grasse e sabbie adese	76	54,8	44,3	777	2,21	1,94	4,75	2,70	—	0,001

Nscpt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

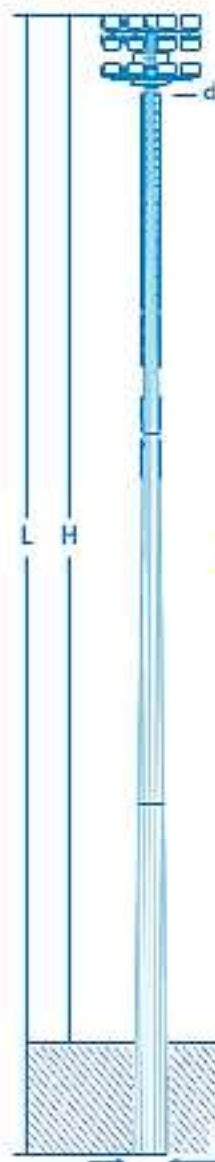
DR % = densità relativa α' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
 e () = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (cm³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

Riferimento Torri 3 e 4

FIG. 2 - PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

caratteristiche tecniche torrifaro a piattaforma fissa per proiettori simmetrici

Torri verificate secondo la norma D.M. 14/01/2008



CODICE	L mm	H mm	sp1 mm	sp2 mm	d mm	D mm	P kg	S m ²	Ø mm	i mm	l mm	p mm	a mm	b mm
TFI 16-1	17000	16000	4	4	180	365	510	15	600	1300	2000	1000	-	-
TFI 16-2	17000	16000	4	4	180	435	570	17	600	1300	2200	1000	-	-
TFI 20-1	21500	20000	4	5	180	430	810	21	600	1800	2300	1500	-	-
TFI 20-2	21500	20000	4	5	200	525	970	25	700	1300	1500	1500	500	2500
TFI 20-3	21500	20000	4	5	220	620	1130	30	800	1300	1800	1500	500	2800
TFI 25-1	26500	25000	4	5	200	570	1350	35	800	1300	1600	1500	500	2600
TFI 25-2	26500	25000	4	5	200	625	1450	37	800	1300	1800	1500	500	2800
TFI 25-3	26500	25000	4	5	200	760	1700	43	1000	1300	2100	1500	500	3100
TFI 25-4	26500	25000	4	5	225	900	2020	50	1100	1300	2500	1500	500	3500
TFI 30-1	32000	30000	4	5	200	850	2250	56	1000	1800	2200	2000	500	3200
TFI 30-2	32000	30000	5	5	220	980	2680	65	1200	1800	2500	2000	500	3500
TFI 30-3	32000	30000	5	5	270	1050	3450	72	1200	1800	3000	2000	500	4000

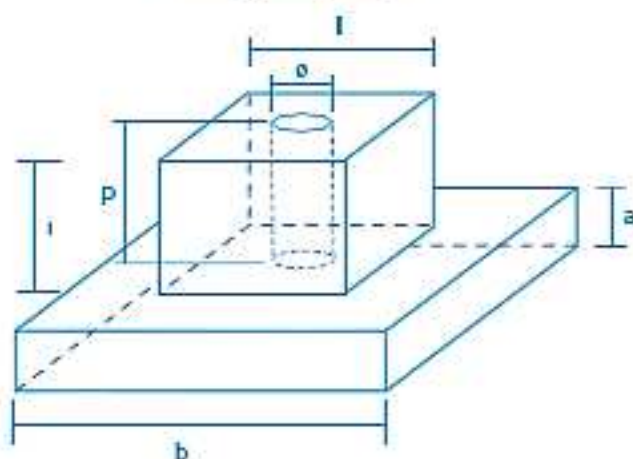


FIG. 3

Bibliografia:

- D.M. Infrastrutture 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circ. Consiglio Superiore LL. PP. 02.02.2009 N. 617 – “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14.01.2008”
- F. Leonhardt – E. Moennig (1977): “C.a. & c.a.p. Calcolo progetto & tecniche costruttive” – Ed. italiana a cura ETS Edizioni di Scienza e Tecnica – Milano
- A. S. Rabuffetti (2010): “Fondazioni Superficiali” Ed. DEI – Tipografia del Genio Civile – Roma
- A. S. Rabuffetti (2011): “Manuale di progettazione Geotecnica” Ed. DEI – Tipografia del Genio Civile – Roma