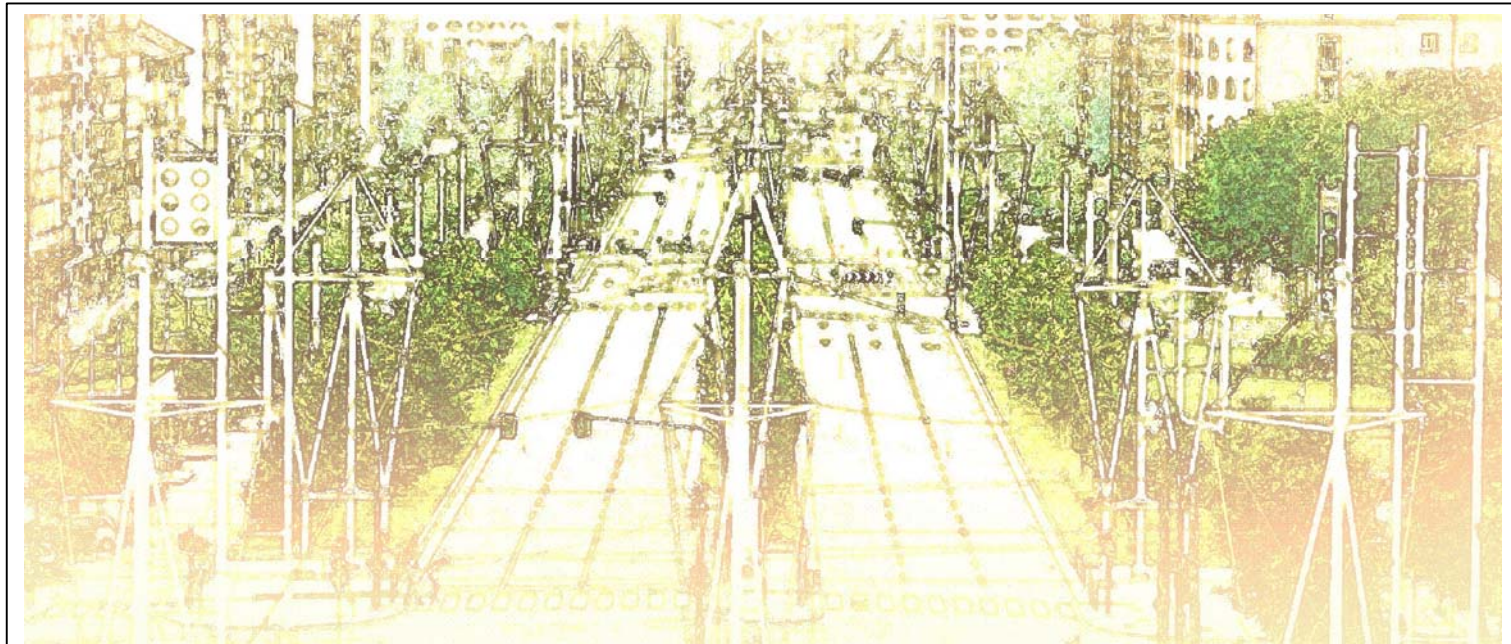


# DIREZIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITA'

## SERVIZIO PONTI E VIE D'ACQUA - INFRASTRUTTURE



### PROGETTO ESECUTIVO

# Viale della Spina da Via Grassi a Corso Regina Margherita

Direttore di Direzione :

Ing. Roberto BERTASIO

#### Gruppo di progettazione

Arch. Genni PALMIERI  
Dott. Gianmichele CIRULLI  
P.I. Piero FERRANDO  
Arch. Fabrizio VOLTOLINI  
Arch. Ermes FONTANA  
Ing Stefano CIANCHINI  
Ing. Barbara SALZA  
Geom Diego ALUME

Geom. Federico STALTERI  
Geom. Ciro MELCHIONNA  
Geom. Claudia PEIRANO  
P.I. Matteo CASTIGLIONI  
Geom. Andrea DI RUOCCO  
Geom. Francesco BORLA  
Dott.ssa Laura RUSSO

#### Progettista:

Ing Amerigo STROZZIERO

#### Dirigente Servizio Ponti Vie d'Acqua e Infrastrutture Responsabile del Procedimento:

Ing Giorgio MARENGO

DATA:

**dicembre 2013**

SCALA:



CITTA' DI TORINO

ELABORATO:

**relazione di calcolo strutturale**

DISEGNO:

**PE\_R02**

**PARTE A – DIMENSIONAMENTO  
PARAPETTI RAMPE SOTTOPASSO  
E TAMPONAMENTI TRATTO IN  
GALLERIA**

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda le seguenti opere strutturali:

- muri in c.a. di delimitazione laterale delle rampe del sottopasso veicolare di piazza Statuto;
- muri in blocchi semipieni in cls armati di tamponamento dei vani laterali presenti all'interno del tratto in galleria del sottopasso veicolare di piazza Statuto.

Si riportano di seguito le verifiche strutturali e le indicazioni costruttive.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 14 gennaio 2008 – “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – “ Istruzioni per l'applicazione delle “ Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”

## 3 MURI IN C.A.

### 3.1 MATERIALI PREVISTI

#### CALCESTRUZZO

Classe di resistenza C 32/40

$R_{ck}$  = resistenza cubica del calcestruzzo = 40 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  = resistenza cilindrica a compressione = 0,83  $R_{ck}$  = 33,2 N/mm<sup>2</sup>

$f_{cd}$  = resistenza di calcolo = 33,2 / 1,5 = 22,13 N/mm<sup>2</sup>

$f_{cm}$  = valore medio della resistenza cilindrica =  $f_{ck} + 8$  = 41,2 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  = resistenza media a trazione semplice assiale = 0.30  $f_{ck}^{2/3}$  = 3,1 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  = resistenza a trazione per flessione = 1,2  $f_{ctm}$  = 3,72 N/mm<sup>2</sup>

$E_{cm}$  = modulo elastico = 22000 ( $f_{cm}/10$ )<sup>0.3</sup> = 33.643 N/mm<sup>2</sup>

$\nu$  = coefficiente di Poisson = 0.20

Classe di consistenza : S4 (fluida)

Classe d'esposizione ambientale : XD1

Copriferro  $\geq$  50 mm

#### ACCIAIO PER BARRE D'ARMATURA

Tipo B450C

$f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>

$f_{tk}$  = tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>

$(f_t/f_y)_k \geq 1,15$  e  $< 1,35$

$(f_t/f_{ynom})_k \leq 1,25$

Allungamento  $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$

$f_{yd}$  = resistenza di calcolo = 450 / 1,15 = 391,3 N/mm<sup>2</sup>

$f_{bd}$  = resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo =  $f_{bk} : \gamma_c =$   
= 5,755 / 1,5 = 3,837 N/mm<sup>2</sup>

$f_{bk}$  = resistenza tangenziale caratteristica = 2,25 x  $\eta$  x  $f_{ctk} =$   
= 2,25 x 1,0 x 2,558 = 5,755 N/mm<sup>2</sup>

### 3.2 VERIFICHE A S.L.U.

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MURO

$$\begin{aligned}h &= 1.000 \text{ mm} \\b &= b_w = 500 \text{ mm} \\d &= 350 \text{ mm}\end{aligned}$$

#### AZIONI

$$F = 100 \text{ kN (forza di collisione di un veicolo)}$$

#### VERIFICA A FLESSIONE

$$\begin{aligned}M &= F \cdot h = 100.000 \cdot 1000 = 100.000.000 \text{ N mm} \\M_{sd} &= 1,5 \cdot M = 150.000.000 \text{ N mm}\end{aligned}$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{150.000.000}{500 \cdot (350)^2 \cdot 22,13} = 0,111$$

$$\omega_0 = 0,119$$

$$A_{s0} = \frac{\omega_0 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,119 \cdot 500 \cdot 350 \cdot 22,13}{391,3} = 1178 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ disp}} \rightarrow 1 \phi 18 / 10 \rightarrow 254 \cdot 5 = 1270 \text{ mm}^2$$

#### VERIFICA A TAGLIO

$$V = 100 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1,5 \cdot V = 150.000 \text{ N}$$

$$\nu = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} = 0,7 - \frac{33,2}{200} = 0,534$$

$$\eta_{sd} = \frac{V_{sd}}{b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd}} = \frac{150.000}{500 \cdot 350 \cdot 0,534 \cdot 22,13} = 0,072 \leq \eta_{lim} \rightarrow \eta^* = 0,360 \rightarrow \varpi_{w\eta}^* = 0,200$$

$$\varpi_{w\eta} = \varpi_{w\eta}^* \frac{\eta_{sd}}{\eta^*} = 0,200 \frac{0,072}{0,360} = 0,040$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{\varpi_{w\eta} \cdot b_w \cdot \nu \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,040 \cdot 500 \cdot 0,534 \cdot 22,13}{391,3} = 0,600 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{sw \text{ disp}} \rightarrow 1 \phi 14 / 20 \text{ (staffe verticali a due bracci)} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \frac{2 \cdot 154}{200} = 1,54 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

### 3.3 PRESCRIZIONI ESECUTIVE

Per garantire il collegamento con la struttura di fondazione in c.a. esistente sono previsti:

- demolizione con preservazione delle armature esistenti (spessore demolizione = 50 cm, solo in casi particolari da verificare con la D.L. spessore min = 10 cm);

- pulizia ed applicazione di inibitore di ruggine sulle armature esistenti;
- perforazione ed inghisaggio con apposita resina antisfilamento delle barre di armatura sul cordolo di fondazione esistente (inghisaggio min 40 cm);
- armatura e getto del cls per la realizzazione del nuovo muro in c.a..

## **4 MURI A BLOCCHI**

I muri in blocchi semipieni armati non hanno funzione portante, ma costituiscono i tamponamenti di chiusura dei vani presenti lungo il tratto in galleria del sottopasso: i carichi gravanti sull'impalcato di copertura non gravano infatti su tali strutture ma vengono trasmessi alle fondazioni tramite i muri di sostegno laterali ed i setti in c.a.

In tali condizioni si riportano quindi di seguito le caratteristiche dei materiali e geometriche delle strutture da realizzare.

### **4.1 MATERIALI PREVISTI**

- blocchi semipieni in laterizio armati
- malta a prestazione garantita M20
- calcestruzzo per realizzazione cordoli armati: classe di resistenza C20/25
- armatura dei cordoli armati: acciaio B450C

### **4.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

- spessore dei blocchi: 30 cm
- altezza max muro: 4 m
- interasse max cordoli verticali armati: 2,50 m (cordoli da realizzare comunque in corrispondenza di ogni apertura presente sul muro)
- interasse max cordoli orizzontali armati: 2,00 m (cordoli da realizzare comunque in corrispondenza di ogni apertura presente sul muro)
- armatura cordoli verticali: 4  $\phi$  14  $\rightarrow$  616 mm<sup>2</sup>
- armatura cordoli orizzontali: 4  $\phi$  16  $\rightarrow$  804 mm<sup>2</sup>
- staffe cordoli orizzontali e verticali: 1  $\phi$  8 / 20
- armatura diffusa orizzontale / verticale: 1  $\phi$  12 / 60

**PARTE B – DIMENSIONAMENTO  
PLINTI E PALI ILLUMINAZIONE  
PUBBLICA P11**

## TORRI FARO

### 11. Ipotesi di calcolo:

Le strutture di fondazione sono state progettate considerando come carichi agenti il peso proprio del palo di illuminazione, l'azione del vento ed un carico permanente dovuto al peso dei corpi illuminanti.

### 12. Analisi dei carichi:

#### 12.1. Peso proprio della struttura (Gpr):

Pali da m 19 :

Elementi verticali (diametro 323,9 mm- spessore di 20 mm- altezza 19,20 m) : 150 Kg/ml

Elementi orizzontali (diametro 168,3 mm - spessore di 8 mm – lunghezza 2,40m): 31,5 Kg/ml

Elementi orizzontali (diametro 88,9 mm -spessore di 3,2 mm– lunghezza 2,40m): 6,81Kg/ml

$$Gpr^{19,00} = 2 \times 19,20 \times 150 + 2 \times 2,4 \times 31,5 + 2 \times 2,4 \times 6,81 = \mathbf{5943,89 \text{ Kg}}$$

Pali da m 11,50 m :

Elementi verticali (diametro 219,1 mm - spessore di 12,5 mm - altezza 11,50 m) : 64,1 Kg/ml

Elementi orizzontali (diametro 114,3 mm - spessore 8 mm – lunghezza 1,60m) : 20,1 Kg/ml

$$Gpr^{11,50} = 2 \times 11,50 \times 64,1 + 2 \times 1,6 \times 20,1 = \mathbf{1538,62 \text{ Kg}}$$

#### 12.1.1 Carico permanente (Gper):

Pali da m 19,20 m :

Corpi illuminanti (n°6 corpi illuminanti) : 30 Kg/cad

$$Gper^{19,00} = 6 \times 30 = \mathbf{180 \text{ Kg}}$$

Pali da m 11,50 m :

Corpi illuminanti (n°4 corpi illuminanti) : 30 Kg/cad

$$Gper^{11,50} = 4 \times 30 = \mathbf{120 \text{ Kg}}$$

Tenuto conto del peso proprio dei pezzi speciali di collegamento, si può stimare il carico complessivo agente sulle strutture di fondazione, come:

$$G^{11,50} = Gpr^{11,50} + Gper^{11,50} + G^{ps} = \mathbf{1900 \text{ Kg}}$$

$$G^{19,00} = Gpr^{19,00} + Gper^{19,00} + G^{ps} = \mathbf{6400 \text{ Kg}}$$

### 12.3. Azione del vento(Qv):

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte a forze statiche equivalenti che si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la struttura.

Come disposto dalla normativa vigente, la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} c_e c_p c_d$$

in cui

$q_{ref}$  è la pressione cinetica di riferimento;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione;

$c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

$$\text{per corpi cilindri: } c_p = \begin{cases} 1,2 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{se } d \times \sqrt{q} \leq 2,2 \\ 1,783 - 0,263 \times d \times \sqrt{q} \Rightarrow \text{se } 2,2 < d \times \sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{se } d \times \sqrt{q} \geq 4,2 \end{cases}$$

per superfici piane :  $c_p=1,2$

$c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Dalle disposizioni dettate dalla normativa vigente, si ha :

$$\text{Torino: } \left\{ \begin{array}{l} \text{Quota 239 m.s.l.} \\ \text{Zona 1} \\ v_{ref,0} = 25 \text{ m/s} \\ a_0 = 1000 \text{ m} \\ k_0 = 0,012 \text{ s}^{-1} \\ a_s = 239 \text{ m} < a_0 \rightarrow v_{ref} = 25 \text{ m/s} \\ \text{Classe di rugosità B} \\ \text{Categoria di esposizione IV} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} K_r = 0,22 \\ z_0 = 0,30 \text{ m} \\ z_{min} = 8,00 \text{ m} \\ ct = 1 \end{array} \right.$$



da cui

$$q_{\text{ref}} = v_{\text{ref}}^2 / 1,6 = 391 \text{ N/m}^2 = 39,10 \text{ Kg/m}^2$$

### Pali da m 11,50 m :

coefficiente di esposizione  $c_e$ :

$$- z=11,50 > z_{\text{min}} \rightarrow c_e^{11,50}(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 1,88$$

coefficiente di forma  $c_p$ :

- per superfici piane :  $c_p = 1,2$

- per elementi cilindrici verticali :  $c_p = 0,7$

- per elementi cilindrici orizzontali:  $c_p = 0,97$

coefficiente dinamico  $c_d$ :

-  $c_d = 1,15$

Per cui avremo:

- per superfici piane :  $Q_{pv}^{11,50} = 101,44 \text{ Kg/m}^2$

- per elementi cilindrici verticali :  $Q_{vv}^{11,50} = 59,17 \text{ Kg/m}^2$

- per elementi cilindrici orizzontali:  $Q_{ov}^{11,50} = 82,00 \text{ Kg/m}^2$

### Pali da m 19,20 m :

coefficiente di esposizione  $c_e$ :

$$- z=19,00 > z_{\text{min}} \rightarrow c_e^{19,00}(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2,25$$

coefficiente di forma  $c_p$ :

- per superfici piane :  $c_p = 1,2$

- per elementi cilindrici verticali :  $c_p = 0,7$

- per elementi cilindrici orizzontali( $d=168,3\text{mm}$ ):  $c_p = 0,7$

- per elementi cilindrici orizzontali( $d=88,9\text{mm}$ ) :  $c_p = 1,10$

coefficiente dinamico  $c_d$ :

-  $cd=1,15$

Per cui avremo:

- per superfici piane :  $Q_{pv}^{19,20} = 121,40 \text{ Kg/m}^2$

- per elementi cilindrici verticali :  $Q_{vv}^{19,20} = 70,82 \text{ Kg/m}^2$

- per elementi cilindrici orizzontali( $d=168,3\text{mm}$ ) :  $Q_{o1v}^{19,20} = 70,82 \text{ Kg/m}^2$

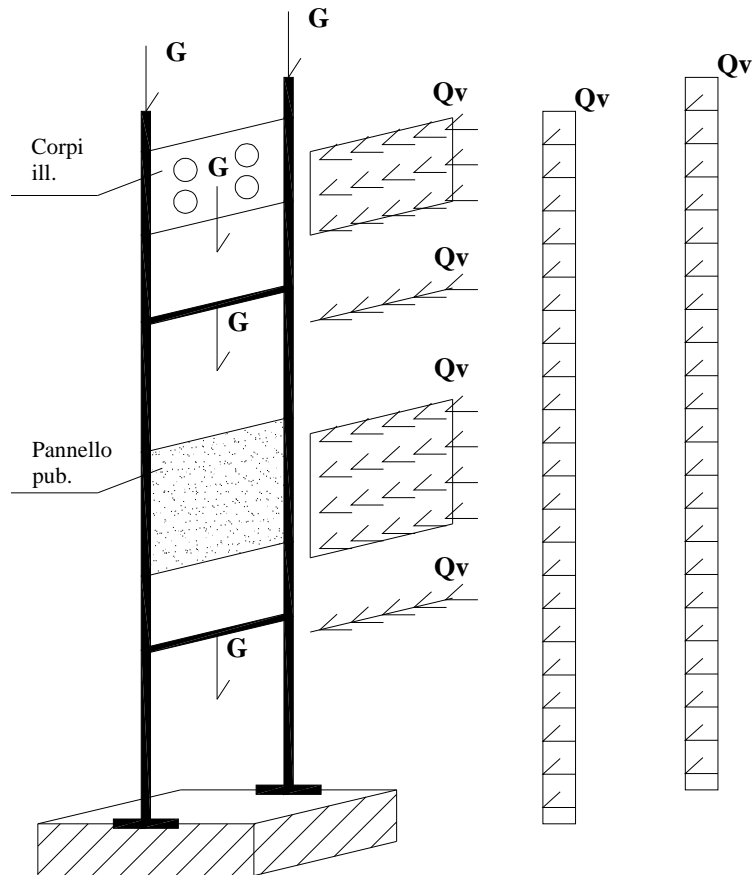
- per elementi cilindrici orizzontali( $d=88,9\text{mm}$ ) :  $Q_{o2v}^{19,20} = 111,29 \text{ Kg/m}^2$

La superficie di riferimento nella valutazione del carico vento per gli elementi cilindrici è data dalla proiezione della superficie investita su un piano ortogonale alla direzione del vento.

### **13. Combinazioni di carico e calcolo delle sollecitazioni:**

La combinazione di carico maggiormente penalizzante la struttura in corrispondenza della fondazione è data dalla combinazione : **G + Qv**

### Palo di illuminazione



### 13.1. Sollecitazioni:

Pali da m 11,50 m :

<b>Superfici esposte</b>			
<b>El. Vert.</b> ( $A_v = d \times H$ )	<b>El. oriz.</b> ( $A_o = d \times L$ )	<b>Pannelli pubbl.</b> ( $A_p = l \times hl$ )	<b>Corpi lamp.</b> ( $A_l = l \times h$ )
<b>2,52 mq</b>	<b>0,19 mq</b>	<b>3,2 mq</b>	<b>2,16 mq</b>

Sollecitazioni alla base del singolo palo :

$$N_{\max} = G^{11,50} \times 0,5 = 950 \text{ Kg}$$

$$T_{\max} = Q_{pv}^{11,50} \times (A_p + A_l) \times 0,5 + Q_{vv}^{11,50} \times A_v + Q_{ov}^{11,50} \times A_o = 436,00 \text{ Kg}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \times (Q_{pv}^{11,50} \times A_p \times hl + Q_{pv}^{11,50} \times A_l \times h2 + Q_{vv}^{11,50} \times 2 \times A_v \times h3 + Q_{ov}^{11,50} \times A_o \times (h4 + h5)) = 2866 \text{ Kgm}$$

Pali da m 19,20m :

<b>Superfici esposte</b>			
<b>El. Vert.</b> ( $A_v = d \times H$ )	<b>El. oriz.</b> ( $A_o = d \times L$ )	<b>Pannelli pubbl.</b> ( $A_p = l \times hl$ )	<b>Corpi lamp.</b> ( $A_l = l \times h$ )
<b>6,22 mq</b>	<b>0,41 mq</b> <b>0,21 mq</b>	<b>4,8 mq</b>	<b>6,96 mq</b>

Sollecitazioni alla base del singolo palo :

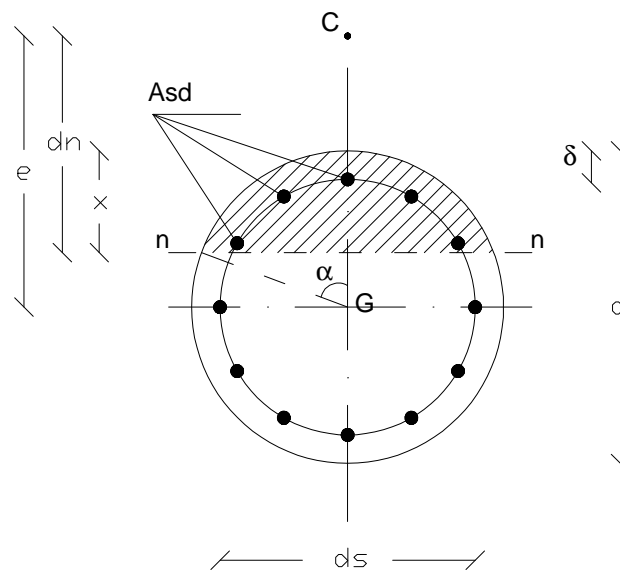
$$N_{\max} = G^{19,20} \times 0,5 = 3200Kg$$

$$T_{\max} = Q_{pv}^{19,20} \times (A_p + A_l) \times 0,5 + Q_{vv}^{19,20} \times A_v + Q_{olv}^{19,20} \times A_{o1} + Q_{o2v}^{19,20} \times A_{o2} = 1207,00Kg$$

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \times (Q_{pv}^{19,20} \times A_p \times hl + Q_{pv}^{19,20} \times A_l \times h2 + Q_{vv}^{19,20} \times 2 \times A_v \times h3 + Q_{olv}^{19,20} \times A_{o1} \times (h4 + h5) + Q_{o2v}^{19,20} \times A_{o2} \times (h6 + h7)) = 13224,10Kgm$$

#### 14. Progetto piastra palo illuminazione

La piastra di collegamento tra palo di illuminazione e struttura di fondazione è stata progettata considerando uno stato di sollecitazione di tipo presso-flessionale.



Per sezioni circolari, indicando con

- As : armatura addizionale a trazione ;

- $A_s'$  : armatura addizionale a compressione
- $A_{sd}$ : l'area metallica uniformemente distribuita sulla sezione
- $d$  : diametro della sezione

posta la condizione  $A_s=A_s'$ , dall'equilibrio delle forze orizzontali e dei momenti intorno all'asse baricentrico, si ha:

$$A = 2 \times A_s + A_{sd}; \quad \varphi = \frac{d_s}{d}; \quad C_1 = \varphi^2 \times n \times \frac{A + 2 \times A_s}{8 \times d^2}; \quad C_2 = n \times \frac{A}{2 \times d^2};$$

$$f_1 = \frac{\sin^2 \alpha}{12} - \frac{\cos \alpha}{8} \times \alpha - \sin \alpha \cos \alpha;$$

$$f_2 = \frac{\alpha}{64} (1 + 4 \times \cos^2 \alpha) - \frac{\sin \alpha \times \cos \alpha}{192} (15 - 2 \times \sin^2 \alpha); \quad f_3 = f_2 + \frac{f_1}{2} \times \cos \alpha;$$

$$I_n = d^4 \times \left[ f_2 + C_1 + \frac{1}{2} \times C_2 \times \cos^2 \alpha \right]; \quad S_n = d^3 \times [f_1 - C_2 \times \cos \alpha]; \quad d_n = \frac{I_n}{S_n};$$

$$\eta_1 = f_3 + C_1; \quad \eta_2 = f_1 - C_2 \times \cos \alpha;$$

La posizione dell'asse neutro si otterrà dall'uguaglianza

$$\frac{e}{d} \times \eta_2 = \eta_1$$

mentre le tensioni massime indotte sul cls e sull'armatura, si otterranno dalle relazioni

$$\sigma_{c \max} = N \times \frac{1}{2 \times d^2} \times \frac{1 - \cos \alpha}{\eta_2}; \quad \sigma_{s \max} = n \times \sigma_c \times \frac{\varphi + \cos \alpha}{1 - \cos \alpha};$$

La verifica del tirafondo, sarà condotta anche nella sezione filettata, in cui l'area netta ( $A_r$ ) dello stesso si riduce a:

$$A_r = 0,75 \times A$$

Si riporta a seguito la tabella riassuntiva le tensioni agenti in corrispondenza della piastra di base e le verifiche di resistenza:

**Palo da 11,50m:**

Dati sezione							
Diametro d (cm)	Copriferro (cm)	Diametro arm. (cm)	nf	Arm. Un. Distr. Asd (cmq)	n	Arm. Supl. Traz. As (cmq)	Arm. Supl. Compr. As' (cmq)
60	5	2,4	12	54,29	15	0	0

<i>Sollecitazioni</i>	
Momento Max (Kg cm)	Nmax (Kg)
286577,5228	950

<i>Eccentricità-parametri</i>				
ds	$\phi$	eccentricità (cm)	eccentricità acc. (cm)	eccentricità di calcolo e (cm)
50	0,833333333	301,66	0	301,66

<i>Posizione asse neutro</i>		
$\alpha^\circ$	$\alpha$ (rad)	xc (cm)
86,69674	1,513143564	28,2714

Parametri funzione della posizione dell'asse neutro							
C1	C2	f1	f2	f3	ecal	$\eta_1$	$\eta_2$
0,019634954	0,113097336	0,014494989	0,020059943	0,020477549	301,664812	0,040113	0,007978

Momenti di inerzia e statico rispetto all'asse neutro		
In (cm <sup>4</sup> )	Sn (cm <sup>3</sup> )	dn (cm)
516879,11	1723,30	299,94

<i>Verifica ipotesi posizione asse neutro</i>			
e (cm)	ecal (cm)	Delta	% errore
301,6605504	301,6648122	-0,004261804	0,001412761
ecal x $\eta^2$ /d	$\eta^1$	delta	
0,040111937	0,040112503	5,66694E-07	0,001412761

Verifica Tensioni massime indotte			
$\sigma_{cmax}$ (Kg/cm <sup>q</sup> )	$\sigma_{fmax}$ (Kg/cm <sup>q</sup> )	Ar (cm <sup>q</sup> )	$\sigma_{fmax}$ (Kg/cm <sup>q</sup> )
15,59	221,02	3,392920066	294,6931918
$\sigma_{camm}$ (Kg/cm <sup>q</sup> )	$\sigma_{famm}$ (Kg/cm <sup>q</sup> )		$\sigma_{famm}$ (Kg/cm <sup>q</sup> )
97,5	2600		2600
Stringa di verifica			
<b>OK</b>	<b>OK</b>		<b>OK</b>

**Palo da 19,20m:**

Dati sezione							
Diametro d (cm)	Copriferro (cm)	Diametro arm. (cm)	nf	Arm. Un. Distr. Asd (cmq)	n	Arm. Supl. Traz. As(cmq)	Arm. Supl. Compr. As'(cmq)
80	6,5	3	12	84,82	15	0	0

<i>Sollecitazioni</i>	
Momento Max (Kg cm)	Nmax (Kg)
1322410,477	3200

<i>Eccentricità-parametri</i>				
ds	$\phi$	eccentricità (cm)	eccentricità acc. (cm)	eccentricità di calcolo e (cm)
67	0,8375	413,25	0	413,25

<i>Posizione asse neutro</i>		
$\alpha^\circ$	$\alpha$ (rad)	xc (cm)
86,63223	1,512017652	37,6502

Parametri funzione della posizione dell'asse neutro							
C1	C2	f1	f2	f3	ecal	$\eta_1$	$\eta_2$
0,017430288	0,099401955	0,013156049	0,019978641	0,020365066	413,250438	0,037795	0,007317



***Momenti di inerzia e statico rispetto all'asse neutro***

<b>In (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>Sn (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>dn (cm)</b>
1539295,03	3746,15	410,90

***Verifica ipotesi posizione asse neutro***

<b>e (cm)</b>	<b>ecal (cm)</b>	<b>Delta</b>	<b>% errore</b>
413,2532741	413,2504377	0,002836401	0,000686359
<b>ecal x η<sup>2</sup> /d</b>	<b>η<sup>1</sup></b>	<b>delta</b>	
0,037795614	0,037795354	-2,59414E-07	0,000686359

**Verifica Tensioni massime indotte**

<b>σ<sub>max</sub> (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>fmax</sub> (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ar (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>fmax</sub> (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
32,16	459,35	5,301437603	612,4654386
<b>σ<sub>camm</sub> (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>famm</sub> (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>		<b>σ<sub>famm</sub> (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
97,5	2600		2600
<b>Stringa di verifica</b>			
<b>OK</b>	<b>OK</b>		<b>OK</b>

### 14.1. Progetto dei tirafondi:

La lunghezza dei tirafondi è stata determinata considerando l'azione di trazione nel tirafondo maggiormente sollecitato e verificando che la lunghezza dello stesso sia tale a contrastare l'azione di sfilamento:

$$\tau_{ad} \times l \times \pi \times \phi = N_t \rightarrow l = \frac{N_t}{\tau_{ad} \times \pi \times \phi}$$

in cui

$$N_t = \sigma_{s,max} \times \frac{\pi \times \phi^2}{4}$$

Si riportano a seguito la tabella di calcolo riassuntive:

#### Palo da 11,50m:

Lunghezza minima tirafondo	
tad (Kg/cmq)	lt min (cm)
9	14,74

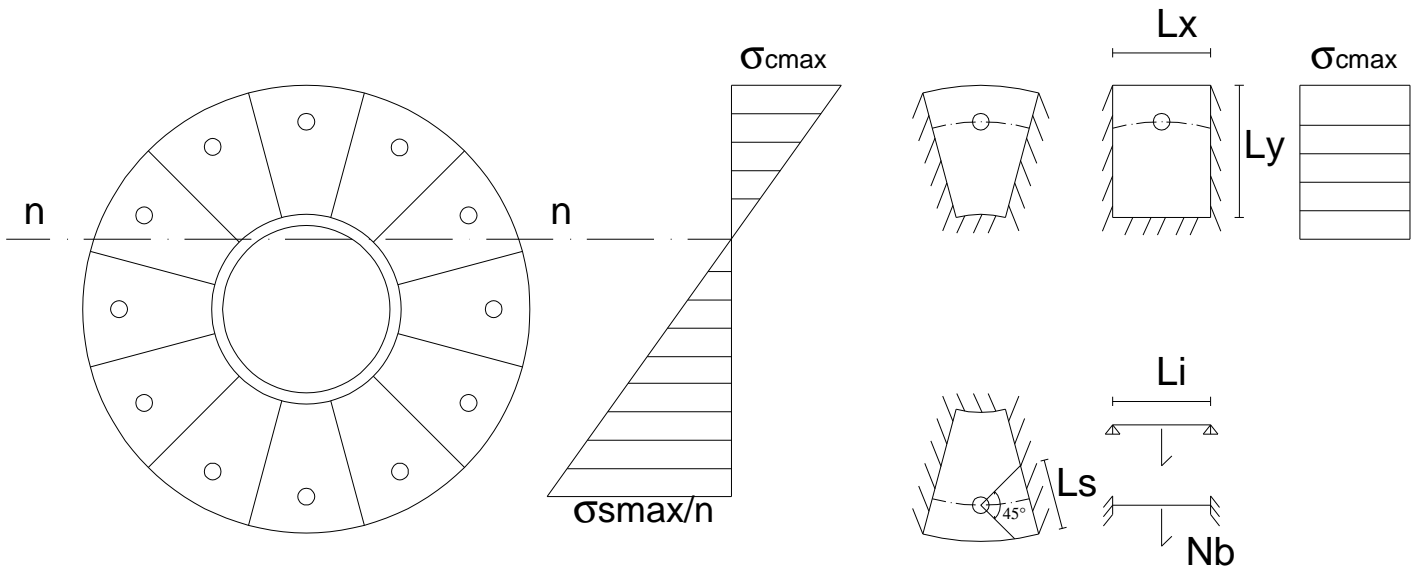
#### Palo da 19,20m:

Lunghezza minima tirafondo	
tad (Kg/cmq)	lt min (cm)
9	38,30

### 14.2. Progetto dello spessore della piastra di fondazione:

La progettazione dello spessore della piastra è stata condotta suddividendo la stessa in un numero n° di porzioni delimitate dalle nervature di irrigidimento ognuna delle quali verrà considerata come "piastra incastrate su tre lati", caricata dalla reazione del calcestruzzo o dall'azione di tiro dei tirafondi.

Considerando gli schemi di carico a seguito riportati:



ed una piastra rettangolare equivalente di dimensioni

$$Lx = \frac{2 \times \pi \times r}{12}$$

$$Ly = \frac{(D - d)}{2}$$

avremo:

Azione di compressione del cls:

$$px = pt \times \frac{l_y^4}{K \times l_x^4 + l_y^4}$$

$$py = pt \times -px$$

$$M_{x \max}^+ = \frac{1}{8} \times px \times Lx;$$

$$M_{y \max}^- = \frac{1}{12} \times py \times Ly$$

in cui k=17

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W} = \frac{6 \times M_{\max}}{f \times tp_1^2} \rightarrow tp_1 = \sqrt{\frac{6 \times M_{\max}}{f \times \sigma_{samm}}}$$

con  $f = \min \begin{cases} 2 \times f1 \\ f2 \end{cases}$

Azione dei tirafondi:

Considerato una distribuzione delle tensioni a 45° possiamo scrivere:

$$M_{\max}^{-} = \frac{1}{8} \times Nb \times Lx \qquad M_{\max}^{+} = \frac{1}{4} \times Nb \times Lx$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6 \times M_{\max}}{Ls \times tp_1^2} \rightarrow tp_2 = \sqrt{\frac{6 \times M_{\max}}{Lsrid \times \sigma_{samm}}}$$

Lo spessore minimo da assumere per la piastra di base, varrà:

$$tp > \max \begin{cases} tp_1 \\ tp_2 \end{cases}$$

Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Pali da 11,50m:

Compressione							
lx (cm)	ly (cm)	k	f1 (cm)	f2 (cm)	f (cm)	pt Kg/cmq	σsamm Kg/cmq
15,71	19,045	17	13,31	5,74	5,736025	15,59	2400
px (Kg/cmq)	py (Kg/cmq)	Mxmax (kg cm)	Mymax (Kg cm)	Mmax (Kg cm)	tp1 (cm)	d (cm)	
1,7576719	13,82745783	1032,4489	6565,1239	6565,124	1,69	21,91	
							tpmin (cm)
							1,69
Tiro bulloni							
Lx (cm)	Ls (cm)	Lsrid (cm)	Nb (Kg)	Mmax (Kg cm)	tp2 (cm)		
15,71	12,00	9,6	999,87044	3926,482	1,01		

Pali da 19,20m:

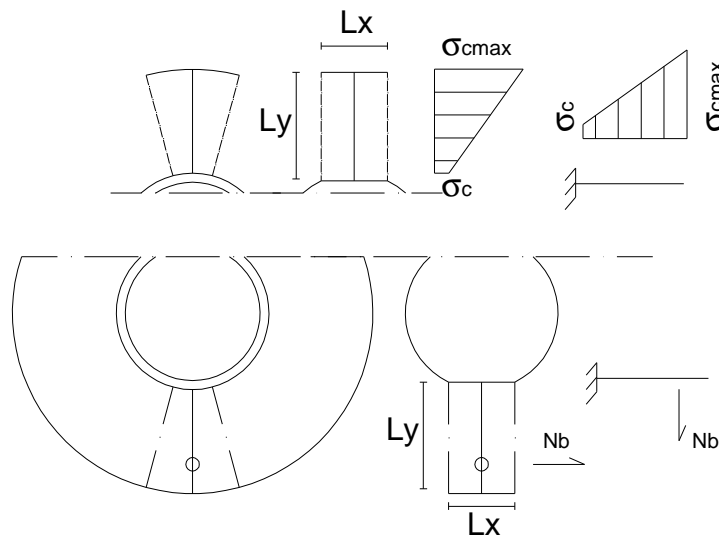
Compressione							
lx (cm)	ly (cm)	k	f1 (cm)	f2 (cm)	f (cm)	pt Kg/cmq	σsamm Kg/cmq
20,94	23,805	17	7,2	8,7	8,7	32,16	2400

px (Kg/cmq)	py (Kg/cmq)	Mxmax (kg cm)	Mymax (Kg cm)	Mmax (Kg cm)	tp1 (cm)	d (cm)
2,875088	29,28611589	3752,7235	28965,132	28965,13	2,89	32,39
						tpmin (cm)
						2,89
Tiro bulloni						
Lx (cm)	Ls (cm)	Lsrid (cm)	Nb (Kg)	Mmax (Kg cm)	tp2 (cm)	
20,943951	14	11	3246,9473	17000,98	1,97	

### 14.3. Progetto delle nervature:

Il progetto delle nervature può essere condotto considerando le azioni dovute al tiro dei tirafondi ed alla reazione del calcestruzzo agenti sull'area di influenza della singola nervatura;

Lo schema di carico considerato è quello di trave incastrata.



Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

**Pali da 11,50:**

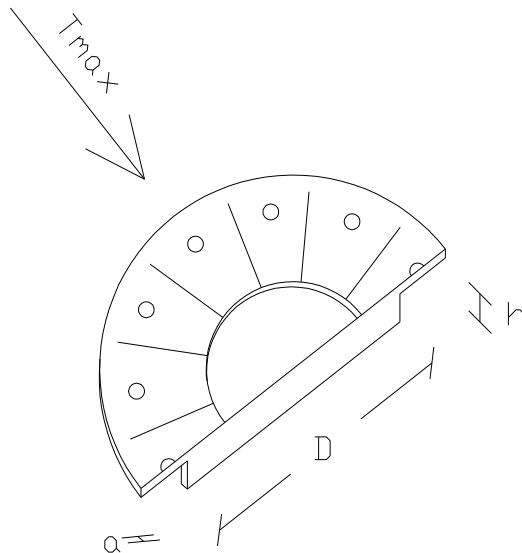
Verifica nervature				
Azioni dovute alla compressione				
Lx (cm)	Ly (cm)	d (cm)	$\sigma_{max}$ Kg/cmq	$\sigma_c$ Kg/cmq
15,71	19,05	21,91	15,58513	5,086214
C1 (Kg)	C2 (Kg)	Max (Kg cm)	Tmax (Kg)	
1521,5823	1570,418222	34428,344	3092,0005	
Azioni dovute al tiro dei bulloni				
Nb (Kg)	Max (Kg cm)	Tmax (Kg)		
999,87044	12843,33585	999,87044		
Max (Kg cm)	Tmax (Kg)			
34428,344	3092,000534			
hminnerv (cm)	sp (cm)	$\sigma_s$ Kg/cmq	$\tau_{med}$ Kg/cmq	
14	1	1053,9289	195,84695	
		$\sigma_{famm}$ (Kg/cmq)	$\tau_{amm}$ (Kg/cmq)	
		2400	1385,6406	
		stringa di verifica		
		OK	OK	

**Pali da 19,20m:**

Verifica nervature				
Azioni dovute alla compressione				
Lx (cm)	Ly (cm)	d (cm)	$\sigma_{max}$ Kg/cmq	$\sigma_c$ Kg/cmq
20,94	23,81	32,39	32,161204	11,82672
C1 (Kg)	C2 (Kg)	Max (Kg cm)	Tmax (Kg)	
5896,4575	5069,089082	150629,03	10965,547	
Azioni dovute al tiro dei bulloni				
Nb (Kg)	Max (Kg cm)	Tmax (Kg)		
3246,9473	51318,00218	3246,9473		
Max (Kg cm)	Tmax (Kg)			
150629,03	10965,5466			
hminnerv (cm)	sp (cm)	$\sigma_s$ Kg/cmq	$\tau_{med}$ Kg/cmq	
25	1,5	964,02579	228,05174	
		$\sigma_{famm}$ (Kg/cmq)	$\tau_{amm}$ (Kg/cmq)	
		2400	1385,6406	
		stringa di verifica		
		OK	OK	

#### 14.4. Progetto della nervatura a taglio:

L'azione tagliante verrà trasmessa alla struttura di fondazione applicando al disotto della piastra una nervatura di sezione rettangolare.



Il dimensionamento verrà effettuato imponendo che le tensioni di compressione trasmesse in fondazione siano minori della tensione ammissibile del cls.

$$\sigma_b = \frac{T}{h \times D}$$

da cui, posto  $\sigma_b = \sigma_{camm}$  si ha:

$$h = \frac{T}{\sigma_{camm} \times D}$$

#### Pali da 11,50m:

T (Kg)	d (cm)	$\sigma_{camm}$ (Kg/cmq)	a (cm)
435,94305	20	41,63	0,52

#### Pali da 19,20m:

T (Kg)	d (cm)	$\sigma_{camm}$ (Kg/cmq)	a (cm)
1206,6035	20	41,63	1,45



## 15. Fondazioni:

### 15.1 Pali da m 11,50 m – fondazione su pali :

#### Verifica in esercizio:

La struttura di fondazione, costituita da due pali in cemento armato del tipo “trivellati” collegati in testa da un plinto in cls armato è stata dimensionata verificando che, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti traslazionali e rotazionali indotti dalle azioni di Momento e Taglio, siano compatibili con la funzionalità dell’opera; la verifica è stata effettuata nelle ipotesi di Broms in condizioni di palo libero di ruotare in testa.

Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Sollecitazioni					
Mmax (kg cm)	Nmax (Kg)	Tmax (Kg)	$\gamma$ Kg/cm <sup>3</sup>	Ep (Kg/cm <sup>2</sup> )	J (cm <sup>4</sup> )
286577,52	950	435,9430505	1700	312201,9	636173

Verifica in esercizio			incoer.	incoer.	incoer.	coesivi	coesivi	coesivi
D (cm)	L (cm)	A	nh Kg/cm <sup>3</sup>	$\lambda$	L/ $\lambda$	nh Kg/cm <sup>3</sup>	$\lambda$	L/ $\lambda$
60	600	200	0,25185	379,6409	1,58044	0,05	524,576	1,14378

Terreni incoerenti				Ipotesi
Palo corto	yo(cm)	rot		SI
	0,212978777	0,000508406		

Palo lungo	yo(cm)	rot		NO
	0,07244006	0,00020564		

Terreni coesivi				
Palo corto	yo(cm)	rot		SI
	1,07278199	0,00256086		

Palo lungo	yo(cm)	rot		NO
	0,191201831	0,000390443		

Verifica carico limite orizzontale:

La verifica del carico limite orizzontale è stata condotta determinando la lunghezza minima del palo necessaria a garantire un fattore di sicurezza F.S.=5 dell'intero gruppo di pali. Si è considerata un'efficienza della palificata pari a E=0,5.

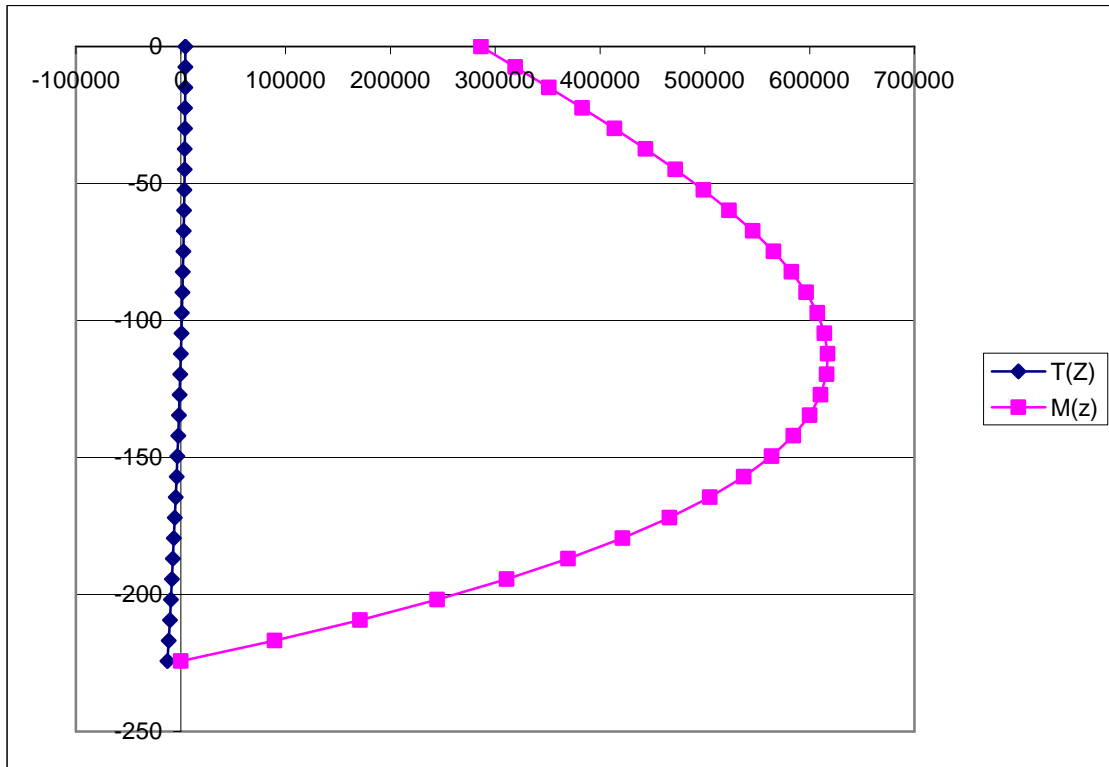
Si riporta a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

$\phi^\circ$	$\phi^* \text{ }^\circ$	$\phi^*(\text{rad})$	Kp	$\gamma$	d
22	56	0,977384381	2,197987025	0,0017	60

T(Kg)	M (Kg cm)	H (Kg)	e (cm)
435,9431	286577,5228	4359,430505	65,74

F (cm)	Mmax (Kg cm)	My (Kg cm)	Tmax	Verifica palo corto
113,8562	617476,2538	2064500	-12552,61	OK

L* (cm)	con1	con2	
224,2538	1264196,161	1264196,09	0,071137232



Verifica sezione:

Armatura sezione	
Mmax (Kg cm)	Tmax (Kg)
617476	12552,61

As	$\phi$	C1	C2	$\alpha^\circ$	$\alpha$ (rad)	d (cm)
12 $\phi$ 16	0,833333333	0,019634954	0,1130973	86,3455	1,50701	60

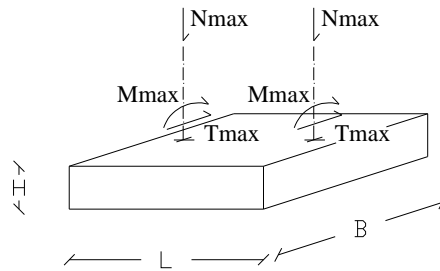
f1	f2	Sn (cm3)	In (cm4)	xc (cm)	hu (cm)	$\sigma_{cmax}$ (Kg/cmq)	$\sigma_{fmax}$ (Kg/cmq)
0,0072087	0,019620114	-0,02	511723,17	28,0878	55	33,89	487,11

y (cm)	$\alpha$ (rad)	$\alpha^\circ$	$\tau_{xy}$ (Kg/cmq)	$\tau_z$ (Kg/cmq)	$\tau_{max}$ (Kg/cmq)
-30	1,570796327	90	0,000	3,63E-16	5,919
-24	0,927295218	53,13010235	2,131	3,551662	
-18	0,643501109	36,86989765	3,788	4,735549	
-12	0,411516846	23,57817848	4,972	5,425253	
-6	0,201357921	11,53695903	5,683	5,79984	
0	0	0	5,919	5,919437	
6	-0,20135792	-11,53695903	5,683	5,79984	
12	-0,41151685	-23,57817848	4,972	5,425253	
18	-0,64350111	-36,86989765	3,788	4,735549	
24	-0,92729522	-53,13010235	2,131	3,551662	
30	-1,57079633	-90	0,000	3,63E-16	

## 15.2 Pali da m 19,20m – fondazione su plinti :

La struttura di fondazione è stata dimensionata verificando la stabilità globale della struttura; la progettazione delle armature è stata condotta considerando uno schema a mensola caricata dalla reazione del terreno.

### 15.2.1. Verifiche di stabilità globale:

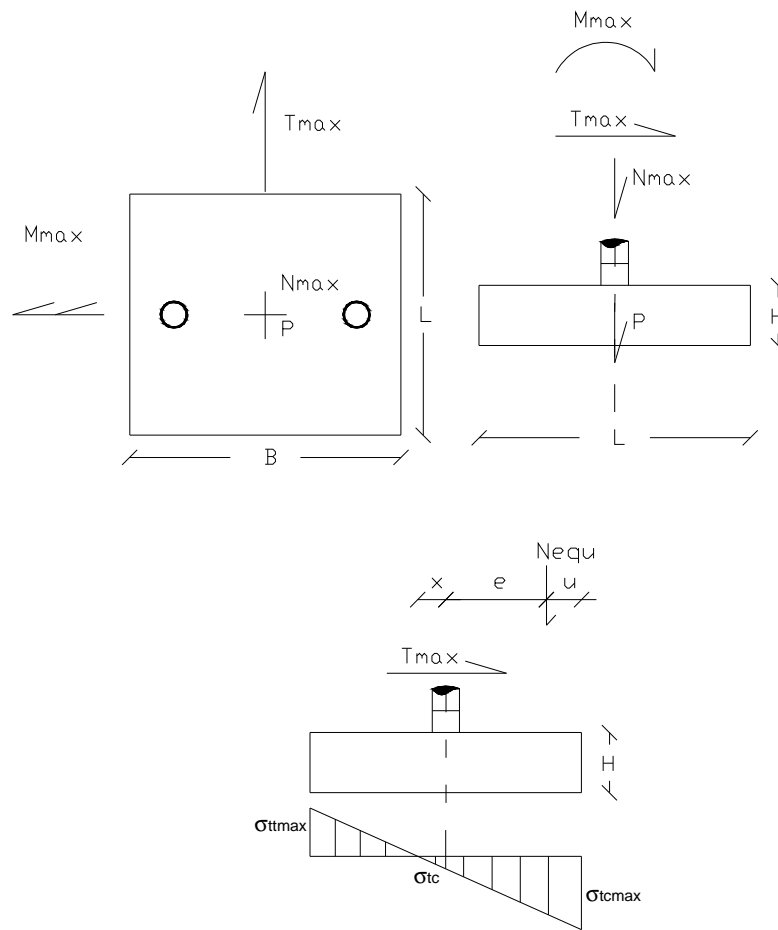


Caratteristiche plinto				
B (m)	L (m)	H (m)	copriferro (cm)	P(peso) Kg
3,6	3,2	0,8	5	23040

Sollecitazioni compressive			
Nmax (Kg)	Tmax (Kg)	Max m (Kg)	P(peso) Kg
6400	2413,20706	26448,20954	23040

Verifiche globali					
<b>Verifica a ribaltamento</b>					
Mrib (Kg m)	Mstab (Kg m)		Coeff. sic.	Coeff. Norm.	Stringa di ver.
28378,78	47104		1,66	1,5	OK
<b>Verifica a scorrimento</b>					
Fo (Kg)	Fv (Kg)	coeff. Attr.	Coeff. sic.	Coeff. Norm.	Stringa di ver.
2413,207	29440	0,5	6,10	1,3	OK

### 15.2.2. Verifiche stato tensionale:



$0,5 \times B = 1,80 > H = 1 \rightarrow$  *plinto flessibile*

Posizione del polo di rotazione del plinto :

$$u = \frac{Ms - Mr}{Fv}$$

L'eccentricità del carico, riferita al baricentro del plinto:

$$e(\text{eccentricità del carico}) = \frac{L}{2} - u$$

Nella condizione

$$\frac{L}{6} < e \rightarrow \text{sezione parzializzata}$$

si può esprimere la posizione dell'asse neutro, riferito al polo di rotazione del plinto, come:

$$xc = 3 \times \left( \frac{L}{2} - e \right)$$

Indicando con x la distanza dell'asse neutro rispetto al baricentro del plinto,

$$x = xc - \frac{L}{2}$$

Possiamo esprimere le tensioni agenti come:

$$\sigma_{tc \max} = \frac{2 \times Fv}{xc \times B} \leq \sigma_t; \quad \sigma_{ct} = \sigma_{tc} \times \frac{(xc - 0,5 \times L)}{xc}; \quad \sigma_{tc \max} = \sigma_{tc \max} \times \frac{(L - xc)}{xc}$$

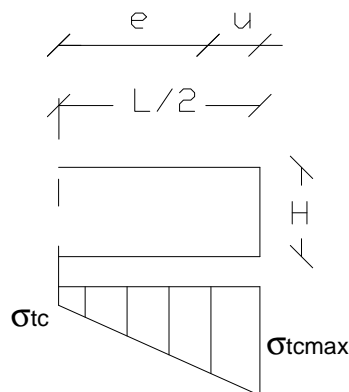
Si riporta a seguito la tabella riassuntiva di calcolo :

Verifica stato tensionale terreno fondazione					
L/6 (m)	u (m)	e (m)	x (cm)	xc (cm)	$\sigma_{tc \max}$ (Kg/cmq)
0,533333	0,64	0,96	30,81	190,81	0,857

### 15.2.3 Verifica Armatura plinto di fondazione:

Il plinto è stato progettato considerando uno schema a mensola incastrata in corrispondenza dell'asse baricentrico e soggetta alla reazione del terreno.

Il calcolo è stato riferito ad una striscia di lunghezza unitaria.



$$M1 = (\sigma_{t \max} - \sigma_{ct}) \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{2} \times 100 \times \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \text{ (Kg} \times \text{cm / ml)}$$

$$M2 = \left( \sigma_{ct} \times \frac{L}{2} \right) \times 100 \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{2} \text{ (Kg} \times \text{cm / ml)}$$

$$T1 = (\sigma_{t \max} - \sigma_{ct}) \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{2} \times 100 \text{ (Kg / ml)}$$

$$T2 = \left( \sigma_{ct} \times \frac{L}{2} \right) \times 100 (\text{Kg} / \text{ml})$$

$$M_{\max} = M1 + M2 (\text{Kg} \times \text{cm} / \text{ml})$$

$$T_{\max} = T1 + T2 (\text{Kg} / \text{ml})$$

Si riporta a seguito le tabelle di calcolo riassuntive:

Sollecitazioni indotte dal terreno Schema1)							
$\sigma$ (Kg/cmq)	M1 (Kg cm)	M2 (Kg cm)	T1 (Kg)	T2 (Kg)		Mmax1 (Kg cm)	Tmax1 (Kg)
0,1384	613314,1927	177175,6118	5749,820557	2214,695148		790489,8046	7964,51571

Verifica a Taglio :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times hu \times 100} \leq \tau_{co}$$

Verifica a taglio		
$\tau_{\max}$ (Kg/cmq)	$\tau_{co}$ Kg/cmq	Stringa di ver.
1,18	6	OK

Verifica armatura a flessione:

Considerando una trave doppiamente armata

$$\phi 16/20 \rightarrow \begin{cases} A_i = 12,06 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ \mu = \frac{A_s}{A_i} = 1 \end{cases}$$

con copriferro  $\delta = 5 \text{cm}$

avremo:

$$yc = \frac{n \times (A_s + A_i)}{b} \times \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (h + \mu \times \delta)}{n \times (A_s + A_i) \times (1 + \mu)}} \right)$$

$$I_n = \frac{b \times yc^3}{3} + n \times A_i \times (h - yc)^2 + n \times A_s \times (yc - \delta)^2$$

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{I_n} \times yc < \sigma_{camm}$$

$$\sigma_{si} = n \times \frac{\sigma_c}{yc} \times (h - yc) < \sigma_{samm}$$

$$\sigma_{ss} = n \times \frac{\sigma_c}{yc} \times (yc - \delta) < \sigma_{samm}$$

Si riportano a seguito la tabella di calcolo riassuntiva:

Verifica a flessione					
As (cmq)	As' (cmq)	$\mu$	n	yc (cm)	In (cm <sup>4</sup> )
12,06	12,06	1	15	13,39493625	779410,2594
$\sigma_{cmax}$ (Kg/cmq)	$\sigma_{smax}$ (Kg/cmq)	$\sigma_{s'max}$ (Kg/cmq)			
13,58535	937,2119666	127,714091			
Stringa di ver.					
$\sigma_{camm}$ (Kg/cmq)	$\sigma_{samm}$ (Kg/cmq)	$\sigma_{samm}$ (Kg/cmq)			
97,5	2600	2600			
OK	OK	OK			

Verifica a punzonamento:

Considerando una distribuzione delle tensioni a 45°, il perimetro critico di punzonamento, può essere valutato come:

$$p = \pi \times \left( d + 2 \times \frac{H}{2} \right)$$

Le tensioni tangenziali indotte, varranno:

$$\tau = \frac{N_{base}}{0,9 \times p \times hu} \leq \tau_{c0}$$

verifica a punzonamento			
p (m)	$\tau_{max}$ (Kg/cmq)	$\tau_{c0}$ Kg/cmq	Stringa di ver.
5,027	0,094	6	OK

L'armatura calcolata dovrà essere disposta in entrambe le direzioni x-y del plinto.