

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO**

**Adeguamento S.P. 161 della Crenna
Impianti di illuminazione esterna**

Relazione di calcolo plinti/basamenti sostegni corpi illuminanti

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. G. Guagnozzi	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	C L	N V 2 1 0 0	0 0 5	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	SINT 	25/09/2012	Ing. D. Re 	27/09/2012	E. Pagani 	28/09/2012	Ing. I. Barilli Dott. Ing. IVANO BARILLI ALBO DEGLI INGEGNERI Provincia V.C. 122

n. Elab.:	File: IG51-01-E-CV-CL-NV2100-005-A00.DOC
-----------	--

CUP: F81H92000000008

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-01-E-CV-CL-NV2100-005-A00.DOC</p> <p style="text-align: right;">Foglio 3 di 18</p>

INDICE

INDICE.....		3
1. INTRODUZIONE.....		4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....		4
3. GENERALITA'.....		4
3.1. Caratteristiche terreno di fondazione.....		5
3.2. Caratteristiche dei materiali.....		5
3.2.1. Calcestruzzi.....		5
3.2.2. Acciaio per c.a.....		6
3.2.3. Acciaio per carpenteria metallica.....		6
3.2.4. Bulloneria.....		7
3.2.5. Saldature.....		7
4. PALI PER CORPI ILLUMINANTI.....		7
4.1. Analisi dei carichi e combinazioni di carico.....		7
4.1.1. Peso proprio + permanente.....		7
4.1.2. Azioni da neve.....		7
4.1.3. Azioni da vento.....		7
4.1.4. Azioni da sisma.....		9
4.1.5. Carichi.....		10
4.1.6. Analisi dei risultati.....		12
4.2. Plinto fondazione palo di illuminazione.....		15
4.3. Plinto fondazione palo illuminazione con foro infilaggio del palo arretrato.....		17
5. ALLEGATI.....		18

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV2100-005-A00.DOC
	Foglio 4 di 18

1. INTRODUZIONE

Il presente documento intende evidenziare i calcoli dimensionali e/o di verifica condotti per la definizione di:

- palo di illuminazione stradale e del relativo di plinto di fondazione

Per i disegni delle varie strutture metalliche di sostegno e dei plinti di fondazione si rinvia agli elaborati grafici riportati nell'allegato 1.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La definizione delle caratteristiche resistenti delle sezioni, nonché i procedimenti di calcolo (progettazione e verifica) fanno riferimento alle prescrizioni regolamentari contenute nelle seguenti normative:

- Legge 5 Novembre 1971, n°1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. 09/01/1996, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 16/01/1996 "Norme tecniche per i carichi e i sovraccarichi".
- CIRC. MIN. LL.PP. del 04/07/96 n. 156.
- D.M. 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. 16/01/1996, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- UNI EN 10025 : Prodotti laminati a caldo.
- UNI ENV 1993-1-1: Progettazione delle strutture in acciaio.

3. GENERALITA'

La presente relazione è relativa al calcolo/verifica di palo di illuminazione stradale, del relativo plinto di fondazione e di sistemi di fissaggio realizzati in carpenteria metallica (staffe, mensole, piastre).

Per quanto riguarda il palo di illuminazione stradale, questo è previsto con un'altezza di 9.00+0.80 m con diametro alla base $\phi 168.3 \times 4.0$ mm e in sommità $\phi 90 \times 4.0$ mm, con sbraccio lungo 2.00 m $\phi 60 \times 3$ mm per il supporto dell'apparecchio illuminante.

Il palo verrà supportato alla base con un plinto in c.a., all'interno di un foro $\phi 30$ per una profondità di 80 cm, e reso solidale con un getto integrativo.

Il palo e lo sbraccio sono stati modellati con elementi "beam".

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson.

Il calcolo viene condotto mediante un'analisi elastica lineare conforme alle normative adottate.

Il calcolo della struttura è stato eseguito col programma agli elementi finiti MIDAS GEN 2011(v.2.1).

Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo agli stati limite ultimo e di esercizio.

3.1. Caratteristiche terreno di fondazione

Per il terreno di fondazione si è fatto riferimento ai dati riportati nella relazione geologica, in particolare a quelli individuati con la sigla NV21. Si tratta di un terreno costituito da uno strato superficiale variabile da 1,00 a 7,00 m di limo argilloso sabbioso.

La profondità del piano di posa dei plinti è prevista alla quota di - 1.20 m dal piano campagna.

Il carico limite per le fondazioni viene calcolato utilizzando la formula di Brinch-Hansen (metodo che fa riferimento a fattori di capacità portante N del terreno inferiori rispetto ad altri metodi e quindi a favore della sicurezza):

$$q_{ult} = c_u * N_c * s_c * d_c * i_c + \gamma * D * N_q * s_q * d_q * i_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$$

ed adottando un coefficiente di sicurezza $\gamma = 3$ si ricava un carico ammissibile:

$$q_a = q_{ult}/3$$

dove:

$\phi^\circ = 22^\circ$	angolo di attrito interno
$c = 5 \text{ kPa}$	coesione non drenata
$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume del terreno di fondazione
D	profondità del piano di posa della fondazione (m)
B	lato minore plinto (m)
L	lato maggiore plinto (m)
N_c, N_q, N_γ	fattori di capacità portante
s_c, s_q, s_γ	fattori di forma
d_c, d_q, d_γ	fattori di profondità
i_c, i_q, i_γ	fattori di inclinazione del carico

TABELLA CAPACITÀ PORTANTE TERRENO

	ϕ°	C (kg/cm ²)	γ (kg/m ³)														
	22	0.05	1900														
Fondazione	B (m)	L (m)	D (m)	N_q	N_c	N_γ	s_q	s_c	s_γ	d_q	d_c	d_γ	i_q	i_c	i_γ	q_u (kg/cm ²)	q_a (kg/cm ²)
P(120x120)	1.2	1.2	1.2	7.82	16.88	4.13	1.26	1.30	0.74	1.32	1.36	1	0.94	0.99	0.91	4.45	1.48

Vista la natura del terreno di fondazione in esame, dove non sono presenti livelli sabbiosi con spessori significativi a bassa densità e saturi, esso non rientra tra quelli potenzialmente liquefacibili in presenza di sollecitazioni sismiche.

Le opere di fondazione saranno realizzate con i materiali, le dimensioni e le tecnologie indicati nella relazione di calcolo e nei corrispondenti elaborati grafici, e poste ad una profondità tale da non risentire delle variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.

Il coefficiente di fondazione ε , è stato assunto uguale a **1.3**.

3.2. Caratteristiche dei materiali

3.2.1. Calcestruzzi

Fondazioni

Classe di resistenza C25/30 (Rck 300)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV2100-005-A00.DOC Foglio 6 di 18

Condizioni ambientali:	Strutture completamente interrato in terreno permeabile.
Classe di esposizione:	2 a (UNI 9858)
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4 (Fluida)
Copriferro	30 mm
Diametro massimo aggregati:	32 mm

Tabella (N/mm²)

Classe	R _{ck} (N/mm ²)	f _{ck} (N/mm ²)	f _{cd} (N/mm ²)	0.85 f _{cd} (N/mm ²)	f _{ctm} (N/mm ²)	f _{ctd} (N/mm ²)	E _{cm} (N/mm ²)	v
C25/30	30	25	15.62	13.28	2.30	1.44	31220	0.12

legenda:

- $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$;
- $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ ($\gamma_c = 1.6$);
- $0.85 f_{cd}$ (tensione di calcolo a compressione cls per le verifiche SLU a presso tenso flessione);
- $f_{ctm} = 0.27 f_{ck}^{2/3}$ (N/mm²);
- $f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c$ (N/mm²) (resistenza di calcolo a trazione);
- $E_{cm} = 5700 \sqrt{R_{ck}}$ (N/mm²) modulo di elasticità.

3.2.2. Acciaio per c.a.

Acciaio Fe B 44k

tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} \geq 5500 \text{ kg/cm}^2 \text{ (540 N/mm}^2\text{)}$$

tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} \geq 4400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (450 N/mm}^2\text{)}$$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35 \quad (f_y/f_{y,nom})_k \leq 1.25$$

3.2.3. Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio Fe 430

modulo elastico

$$E = 206010 \text{ N/mm}^2 \text{ (2100000 kg/cm}^2\text{)}$$

coefficiente di Poisson

$$v = 0.3$$

tensione di rottura

$$f_t = 430 \text{ N/mm}^2 \text{ (4383 kg/cm}^2\text{)}$$

tensione di snervamento

$$f_k = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ (2803 kg/cm}^2\text{)}$$

tensione ammissibile per elementi di spessore < 40mm

$$f_y = 190 \text{ N/mm}^2 \text{ (1937 kg/cm}^2\text{)}$$

tensione ammissibile per elementi di spessore > 40mm

$$f_y = 170 \text{ N/mm}^2 \text{ (1733 kg/cm}^2\text{)}$$

tensione ammissibile per elementi di spessore < 40mm

$$f_y = 214 \text{ N/mm}^2 \text{ (2181 kg/cm}^2\text{)}$$

sofferiti a ad azioni inerziali

$$f_y = 214 \text{ N/mm}^2 \text{ (2181 kg/cm}^2\text{)}$$

tensione ammissibile per elementi di spessore > 40mm

$$f_y = 191 \text{ N/mm}^2 \text{ (1950 kg/cm}^2\text{)}$$

sofferiti a ad azioni inerziali

$$f_y = 191 \text{ N/mm}^2 \text{ (1950 kg/cm}^2\text{)}$$

coefficiente di sicurezza

$$\gamma = 1,00$$

3.2.4. Bulloneria

Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

CLASSE VITE	f_t (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	$f_{d,N}$ (N/mm ²)	$f_{d,V}$ (N/mm ²)
8.8	800	640	560	396
10.9	1000	900	700	495

legenda:

- f_t = tensione di rottura
- f_y = tensione di snervamento
- $f_{d,N} = 0.9f_t / \gamma_{M2}$ = resistenza di calcolo a trazione ($\gamma_{M2} = 1.25$)
- $f_{d,V} = 0.6f_t / \gamma_{M2}$ = resistenza di calcolo a taglio ($\gamma_{M2} = 1.25$) (bulloni 8.8)
- $f_{d,V} = 0.6f_t / \gamma_{M2}$ = resistenza di calcolo a taglio ($\gamma_{M2} = 1.25$) (bulloni 10.9)

3.2.5. Saldature

Gli acciai per le strutture saldate e i processi di saldatura devono soddisfare le condizioni indicate ai § 2.4.1 2.4.2 e 2.4.3 del DM 09.01.1996.

4. PALI PER CORPI ILLUMINANTI

4.1. Analisi dei carichi e combinazioni di carico

4.1.1. Peso proprio + permanente

peso proprio palo	154	kg
peso proprio traverso	10	kg
peso proiettore	12	kg

4.1.2. Azioni da neve

Dato il tipo di struttura l'azione dovuta alla neve è trascurabile.

4.1.3. Azioni da vento

Manufatto situato in zona 1 (PIEMONTE) avente altezza sul suolo pari a $h=9m$
 La pressione del vento sul palo è data dall'espressione:

$$q = q_{ref} C_e C_p C_d$$

dove:

$$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 = 25^2 / 1.6 = 390 \text{ N/m}^2 \text{ (39 kg/m}^2\text{)}$$

$$v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_s < a_0 = 1000 \text{ m}$$



Carico Vento

Regione : Piemonte

Località : SERRAVALLE SCRIVIA

Vref,o : 25 m/s

ao : 1000 m

Ka : 0,012 1/s

Dimensioni edificio

H gronda 9

H max 9

 Zona I Zona IV Zona VII Zona II Zona V Zona VIII Zona III Zona VI Zona IX

hslm : 225

Vref : 25, m/s

qref : 390,63 kN/m²

Calcolo della pressione del vento

Località: SERRAVALLE SCRIVIA

Zona di esposizione: 1

Categoria di esposizione: II

Vref,o 25 m/s

ao 1000 m

Ka 0,012 1/s

hslm : 225 m

Vref : 25, m/s

qref : 390,63 kN/m²

Kr 0,19

Zo 0,05 m

Zmin 4 m

Distanza dalla costa (Zone 1,2,3,4,5)

- Da 2 km prima della costa fino alla costa
- hslm fino a 500 m
- Fino a 10 km dopo la costa
- hslm da 500 a 750 m
- Da 10 a 40 km dopo la costa
- hslm maggiore di 750 m

Classi di rugosità del terreno

- Classe A Classe C
- Classe B Classe D

Calcolo della pressione del vento: coefficienti

Località: SERRAVALLE SCRIVIA

Zona di esposizione: 1

Categoria di esposizione: II

Vref,o 25 m/s

ao 1000 m

Ka 0,012 1/s

hslm : 225 m

Vref : 25, m/s

qref : 390,63 kN/m²

Kr 0,19

Zo 0,05 m

Zmin 4 m

Coefficiente di topografia

Valore: 1

Calcola

Default

Coefficiente dinamico

Valore: 1

Calcola coefficienti di forma

Coefficienti di esposizione

Ce, min : 1,8 fino a 4 m

Ce, max : 2,29 alla quota 9 m

Ce, tetto: 2,29 costante [h = hmax]

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-NV2100-005-A00.DOC Foglio 9 di 18

$c_d = 1$ (coefficiente dinamico)
 $c_e = 2.29$ (coeff. di esposizione palo $h=9.0$ m)

coefficienti di forma (C.7.6.6. CORPI CILINDRICI)

$$c_p = \begin{cases} 1.2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2.2 \\ (1.783-0.263d\sqrt{q}) & \text{per } 2.2 < d\sqrt{q} < 4.2 \\ 0.7 & \text{per } d\sqrt{q} \geq 4.2 \end{cases}$$

$$d = (0.168+0.09)/2 = 0.13 \text{ m}$$

- palo $H = 9,00$ m

$$q = 390 \times 2.29 = 893 \text{ N/m}^2 \text{ (89 kg/m}^2\text{)}$$

$$d\sqrt{q} = 3.88 < 4.2$$

$$c_p = 1.783 - 0.263d\sqrt{q} = 0.76$$

- proiettore

$$c_p = 1 \text{ (coeff. di forma)}$$

4.1.4. Azioni da sisma

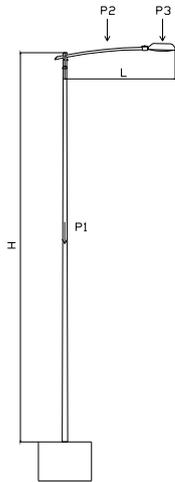
Prima dell'ordinanza OPCM 3274 del 20.06.2003 il comune di Serravalle Scrivia non era classificato in zona sismica.

Per il calcolo delle forze sismiche si è comunque considerato un grado di sismicità corrispondente alla zona 4:

- grado di sismicità $S = 4$
- coefficiente di sismicità $C = (S-2)/100 = 0.02$
- coefficiente di struttura $\beta = 1$
- coefficiente di fondazione $\varepsilon = 1.3$
- coefficiente di protezione sismica $I = 1,4$
- coefficiente di risposta $R = 1$
- coefficiente di riduzione $s = 0.33$
- coefficiente sismico: $k = C \times \beta \times \varepsilon \times I \times R = 0.036$

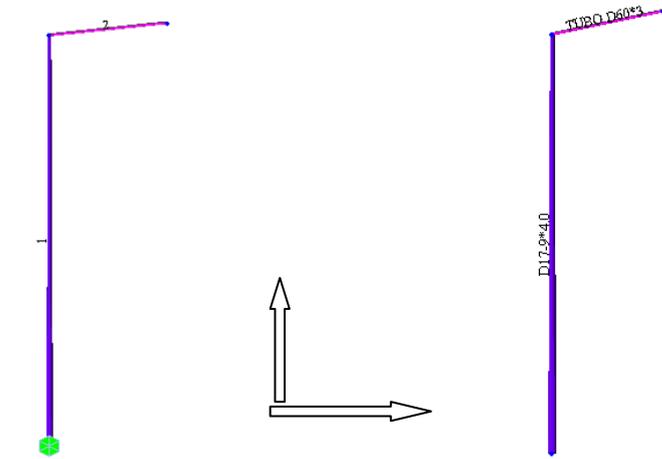
Verifica meccanica del palo con plinto alla base:

MODELLO DI CALCOLO



H = 9.00 m L = 2.00 m

TIPOLOGIA SEZIONI ASTE



MATERIALI

TABELLA MATERIALI

CODICE	Name	Tipo	Elasticity (kgf/cm ²)	Poisson	Density (kgf/cm ³)
1	ACCIAIO	Fe 430	2,10E+06	0.3	0.00785

SEZIONI

TABELLA SEZIONI

Property	Name	
1	TUBO φ168.3÷90*4.0	PALO
2	TUBO φ60*3	SBRACCIO

VINCOLI

L'interazione del palo con il terreno viene modellata con un vincolo di incastro.

4.1.5. Carichi

CARICHI UNITARI

I carichi unitari sono quelli riportati nell'analisi dei carichi.

CONDIZIONI DI CARICO

Si sono considerate 4 condizioni di carico

CONDIZIONE DI CARICO	TIPO	CODICE	DESCRIZIONE
----------------------	------	--------	-------------

1	Dead Load (D)	G	PESO PROPRIO+PERMANENTE
2	Wind Load (W)	VX+	VENTO (Direzione +X)
3	Wind Load (W)	VX-	VENTO (Direzione -X)
4	Wind Load (W)	VY	VENTO (Direzione +Y)

CARICHI SULLE ASTE

CARICO PERMANENTE

Il peso proprio viene generato automaticamente dal programma di calcolo.
 P3 = 12 kg (peso proiettore)



CARICO VENTO

palo

$$F_c = A_c \times c_p \times q = 1,44 \times 0,7 \times 89 = 90 \text{ kg} \quad (A_c = 9,0 \times 0,16 = 1,44 \text{ m}^2)$$

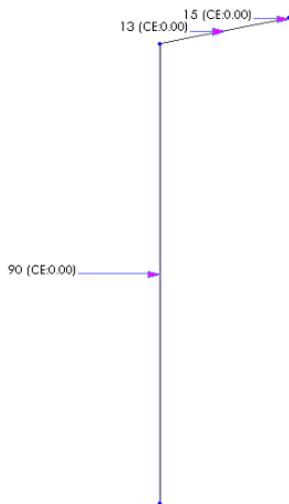
sbraccio

$$F_b = A_b \times c_p \times q = 0,15 \times 1 \times 89 = 13 \text{ kg} \quad (A_b = 2,5 \times 0,06 = 0,15 \text{ m}^2)$$

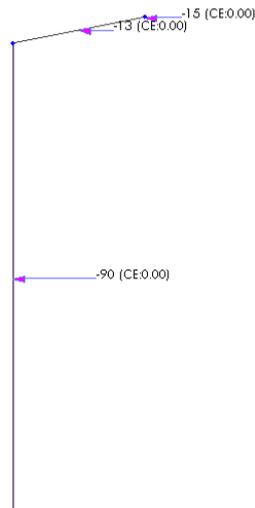
proiettore

$$F_l = A_l \times c_p \times q = 0,163 \times 1 \times 89 = 15 \text{ kg}$$

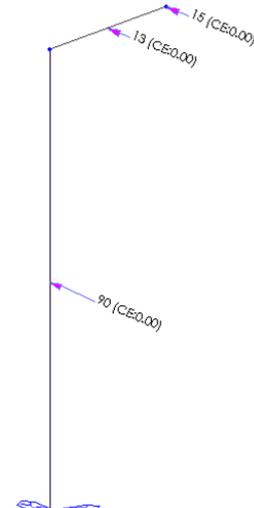
CARICO VENTO (direzione +X)



CARICO VENTO (direzione -X)



CARICO VENTO (direzione Y)

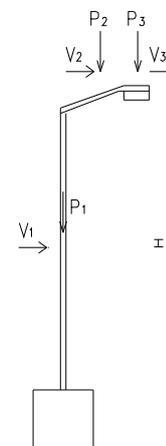


CARICO SISMA

Si ricavano le seguenti sollecitazioni sismiche utilizzando lo spettro di risposta elastico:

$$\begin{aligned}
 V_1 &= k \cdot P_1 = 0.036 \cdot 154 = 5.5 \text{ kg} \\
 V_2 &= k \cdot P_2 = 0.036 \cdot 10 = 0.36 \text{ kg} \\
 V_3 &= k \cdot P_3 = 0.036 \cdot 12 = 0.43 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Si trascurano le sollecitazioni dovute al sisma perché sono meno gravose di quelle dovute al vento.



COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero - Z nel sistema globale di riferimento del modello), il carico dovuto al vento (pressione e depressione) nelle due direzioni X e Y del sistema globale di riferimento.

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni statiche del tipo:

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_{k1}$$

Si è quindi provveduto a verificare i singoli elementi strutturali per la combinazione di carico più gravosa alla quale corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara	$F_d = G + Q_{k1}$
-------------------	--------------------

COMBINAZIONI

TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

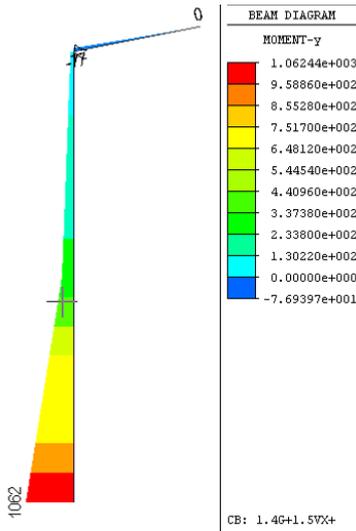
NUMERO	COMBINAZIONE	TIPO	G	VX+	VX-	VY
1	1.4G+1.5VX+	SLU	1.4	1.5		
2	1.4G+1.5VX-	SLU	1.4		1.5	
3	1.4G+1.5VY	SLU	1.4			1.5
4	1G+1VX+	RARA	1	1		
5	1G+1VX-	RARA	1		1	
6	1G+1VY	RARA	1			1

4.1.6. Analisi dei risultati

DIAGRAMMI PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE

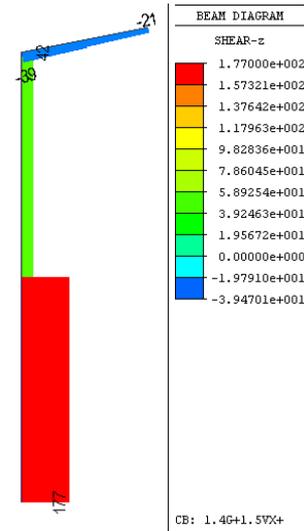
COMBINAZIONE 1 SLU 1.4*G+1.5*VX+

MOMENTO FLETTENTE My (kgm)



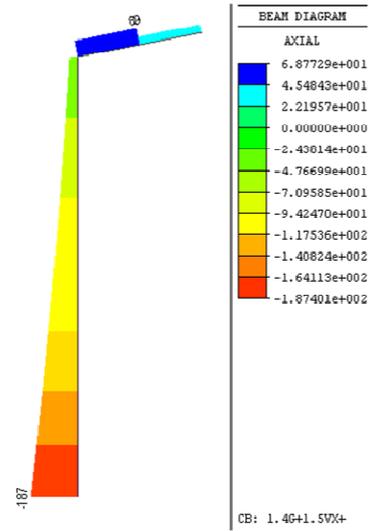
$M_{max} = 1062 \text{ kgm}$

SFORZO DI TAGLIO Fz (kg)



$F_{zmax} = 177 \text{ kg}$

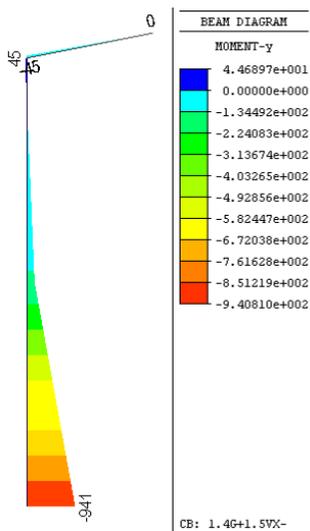
SFORZO ASSIALE Fx (kg)



$F_{xmax} = 187 \text{ kg}$

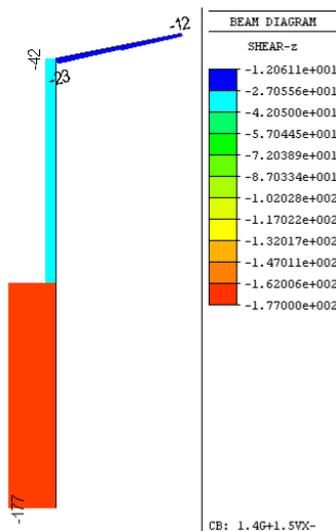
COMBINAZIONE 2 SLU 1.4*G+1.5*VX-

MOMENTO FLETTENTE My (kgm)



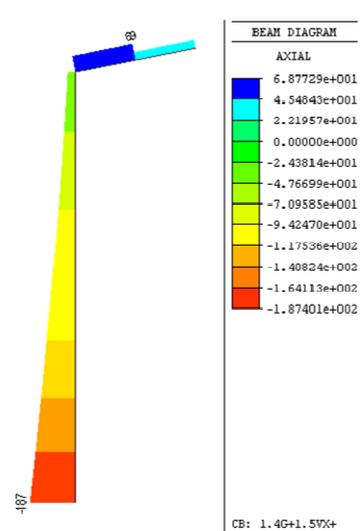
$M_{max} = -941 \text{ kgm}$

SFORZO DI TAGLIO Fz (kg)



$F_{zmax} = -177 \text{ kg}$

SFORZO ASSIALE Fx (kg)



$F_{xmax} = 187 \text{ kg}$

COMBINAZIONE 3 SLU 1.4*G+1.5*VY

MOMENTO FLETTENTE Mz (kgm)

SFORZO DI TAGLIO Fy (kg)

SFORZO ASSIALE Fx (kg)

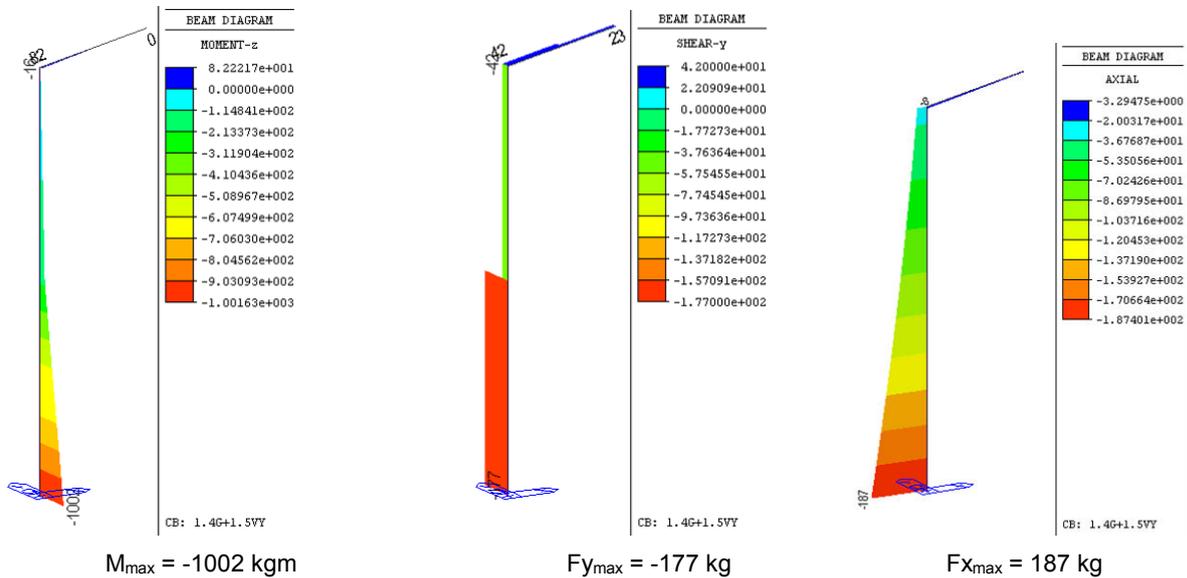
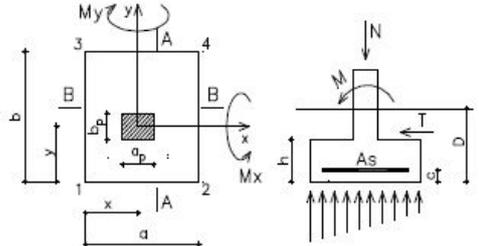


TABELLA PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE ALLA BASE DEL PALO

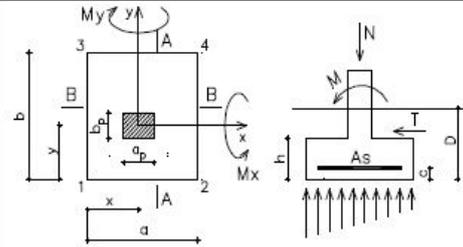
Elem	Load	TIPO	Axial (kgf)	Shear-y (kgf)	Shear-z (kgf)	Torsion (kgf*m)	Moment-y (kgf*m)	Moment-z (kgf*m)
1	1.4G+1.5VX+	SLU	-187	0	177	0	1062	0
1	1.4G+1.5VX-	SLU	-187	0	-177	0	-941	0
1	1.4G+1.5VY	SLU	-187	-177	0	81	61	-1002
1	1G+1VX+	RARA	-134	0	118	0	711	0
1	1G+1VX-	RARA	-134	0	-118	0	-624	0
1	1G+1VY	RARA	-134	-118	0	54	43	-668

4.2. Plinto fondazione palo di illuminazione

PLINTO		PALO ILLUMINAZIONE STRADALE	
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
calcestruzzo	C25/30	f_{ck} (N/mm ²)	25
		$\alpha f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c$ (N/mm ²)	14.11
		$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ (N/mm ²)	1.22
peso specifico calcestruzzo		γ_{clt} (kN/m ³)	25
acciaio	B 450C	γ_s	1.15
		R_{ck} (N/mm ²)	30
		$f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,27 \cdot R_{ck}^{2/3}$ (N/mm ²)	1.82
		$\tau_{rd} = 0,25 f_{ctd}$ (N/mm ²)	0.30
		f_{yk} (N/mm ²)	450
		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (N/mm ²)	391.3
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
		a (cm)	120
		x (cm)	45
		a _p (cm)	12
		h (cm)	120
		c (cm)	5
		b (cm)	120
		y (cm)	60
		b _p (cm)	12
		D (cm)	120
		h' (cm)	115
PARAMETRI GEOTECNICI			
peso terreno	γ (kg/m ³)	1900	coesione c_u (kg/cm ²)
			0.05
coefficienti di portata	N_a	7.82	N_c
			16.88
			angolo ϕ°
			22
			N_γ
			4.13
COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.4G+1.5VX+)			
parametri di sollecitazione al piede del pilastro			
N (kg)	187	Ty (kg)	0
Mx (kgm)	0	My (kgm)	-1062
		Tx (kg)	-177
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0
		Mey (kgm)	28
parametri di sollecitazione alla base del plinto			
peso plinto ($\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$) * 1,3		P _p (kg)	5616
sfuerzo normale alla base del plinto ($N_d = (N + P_p)$)		N _d (kg)	5803
momento alla base del plinto ($M_{dx} = M_x + T_y \cdot h + M_{ex}$)		M _{dx} (kgm)	0
momento alla base del plinto ($M_{dy} = M_y + T_x \cdot h + M_{ey}$)		M _{dy} (kgm)	1246
eccentricità	$e_x = M_{dy} / N_d$ (cm)	21.48	> a/6
		$e_y = M_{dx} / N_d$ (cm)	0.00
dimensioni plinto ridotte	D1 = a - 2e _x (cm)	77.04	Br
		D2 = b - 2e _y (cm)	120.00
			Lr
VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN			
fattori di forma	s_c	1.30	s_a
			1.26
fattori di profondità	d_c	1.36	d_a
			1.32
fattori di inclinazione del carico	i_c	0.99	i_a
			0.94
$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot Br \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$			q_{ult} (kg/cm ²)
			4.45
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} \cdot Br \cdot Lr$			N _u (kg)
			41122
coefficiente di sicurezza IR = $N_d / N_u < 1$			IR
			0.14
			< 1
COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.4G+1.5VY)			
parametri di sollecitazione al piede del pilastro			
N (kg)	187	Ty (kg)	177
Mx (kgm)	1002	My (kgm)	61
		Tx (kg)	
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0
		Mey (kgm)	28
parametri di sollecitazione alla base del plinto			
peso plinto ($\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$) * 1,3		P _p (kg)	5616
sfuerzo normale alla base del plinto ($N_d = (N + P_p)$)		N _d (kg)	5803
momento alla base del plinto ($M_{dx} = M_x + T_y \cdot h + M_{ex}$)		M _{dx} (kgm)	1214

momento alla base del plinto ($M_{by}=M_y+T_x \cdot h+M_{ey}$)		M_{ay} (kgm)		89
eccentricità $e_x = M_{ay}/N_d$ (cm)		1.53	$e_y = M_{dx}/N_d$ (cm)	20.93
dimensioni plinto ridotte $D1 = a-2e_x$ (cm)		116.93	$D2 = b-2e_y$ (cm)	78.15
VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN				
fattori di forma s_c		1.31	s_q	1.27
fattori di profondità d_c		1.36	d_q	1.31
fattori di inclinazione del carico i_c		0.99	i_q	0.94
$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot Br \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$		q_{ult} (kg/cm ²)		4.09
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} \cdot Br \cdot Lr$		N_u (kg)		37332
coefficiente di sicurezza $IR = N_d/N_u < 1$		IR		0.16 < 1
CALCOLO ARMATURE PLINTO CON LA COMBINAZIONE DI CARICO PIU' GRAVOSA				
reazione media sul terreno ($\sigma_1=N/A$)		σ_1 (kg/cm ²)		0.40
σ_1 (kg/cm ²)	0.86	σ_2 (kg/cm ²)	0.79	σ_3 (kg/cm ²)
			0.03	σ_4 (kg/cm ²)
				0.00
verifica sezione A-A a mensola tozza				
armatura plinto				
ϕ	n	A_s (cm ²)	ϕ	n
12	7	7.92	12	0
sforzo di trazione sull'armatura tesa		N_{sd} (kg)		1008
sforzo di trazione resistente ($N_{rd} = A_s \cdot f_{yd}$)		N_{rd} (kg)		30979
indice di resistenza $IR = N_{sd}/N_{rd} < 1$		IR =		0.03 < 1
verifica sezione B-B a mensola tozza				
armatura plinto				
ϕ	n	A_s (cm ²)	ϕ	n
12	6	6.79	12	0
sforzo di trazione sull'armatura tesa		N_{sd} (kg)		1283
sforzo di trazione resistente ($N_{rd} = A_s \cdot f_{yd}$)		N_{rd} (kg)		26553
indice di resistenza $IR = N_{sd}/N_{rd} < 1$		IR =		0.05 < 1
COMBINAZIONE DI CARICO SLE				
N (kg)	134	T_y (kg)	0	M_y (kgm)
M_x (kgm)	0			-711
momenti per eccentricità del carico N		M_{ex} (kgm)	0	M_{ey} (kgm)
sollecitazioni alla base del plinto				20
peso plinto ($\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$)		P_p (kg)		4320
sforzo normale alla base del plinto ($N_p = N + P_p$)		N_d (kg)		4454
momento alla base del plinto ($M_{dx}=M_x+T_y \cdot h+M_{ex}$)		M_{dx} (kgm)		0
momento alla base del plinto ($M_{by}=M_y+T_x \cdot h+M_{ey}$)		M_{ay} (kgm)		833
eccentricità $e_x = M_{ay}/N_d$ (cm)		18.69	$e_y = M_{dx}/N_d$ (cm)	0.00
dimensioni plinto ridotte $D1 = a-2e_x$ (cm)		82.62	$D2 = b-2e_y$ (cm)	120.00
pressione ultima HANSEN		q_{ult} (kg/cm ²)		4.47
verifica allo schiacciamento				
pressione ammissibile $q_{amm} = q_{ult}/3$ (kg/cm ²)		1.49	$\sigma_1 = N_d/A$ (kg/cm ²)	
eccentricità e_x (cm)		18.69	e_y (cm)	
σ_1 (kg/cm ²)		0.60	σ_2 (kg/cm ²)	
		0.02	σ_3 (kg/cm ²)	
		0.60	σ_4 (kg/cm ²)	
			0.02	

4.3. Plinto fondazione palo illuminazione con foro infillaggio del palo arretrato

PLINTO		PALO ILLUMINAZIONE STRADALE	
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
calcestruzzo	C25/30	f_{ck} (N/mm ²)	25
		$\alpha f_{cd} = 0,85f_{ck}/\gamma_c$ (N/mm ²)	14.11
		$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$ (N/mm ²)	1.22
peso specifico calcestruzzo		γ_{cl} (kN/m ³)	25
acciaio	B 450C	γ_s	1.15
		R_{ck} (N/mm ²)	30
		$f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,27 \cdot R_{ck}^{2/3}$ (N/mm ²)	1.82
		$\tau_{rd} = 0,25f_{ctd}$ (N/mm ²)	0.30
		f_{yk} (N/mm ²)	450
		$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ (N/mm ²)	391.3
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
		a (cm)	120
		x (cm)	23
		a _p (cm)	12
		h (cm)	120
		c (cm)	5
		b (cm)	120
		y (cm)	60
		b _p (cm)	12
		D (cm)	120
		h' (cm)	115
PARAMETRI GEOTECNICI			
peso terreno	γ (kg/m ³)	1900	coesione c_u (kg/cm ²)
	N_q	7.82	N_c
			angolo ϕ°
			N_γ
COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.4G+1.5VX+)			
parametri di sollecitazione al piede del pilastro			
N (kg)	187	Ty (kg)	0
Mx (kgm)	0	My (kgm)	-1062
		Tx (kg)	-177
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0
		Mey (kgm)	69
parametri di sollecitazione alla base del plinto			
peso plinto ($\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$) * 1,3		P _p (kg)	5616
sforzo normale alla base del plinto ($N_d = (N+P_p)$)		N _d (kg)	5803
momento alla base del plinto ($M_{dx} = Mx + Ty \cdot h + Mex$)		M _{dx} (kgm)	0
momento alla base del plinto ($M_{dy} = My + Tx \cdot h + Mey$)		M _{dy} (kgm)	1205
eccentricità		$e_x = M_{dy}/N_d$ (cm)	20.77 > a/6
		$e_y = M_{dx}/N_d$ (cm)	0.00 <= b/6
dimensioni plinto ridotte		D1 = a - 2e _x (cm)	78.46 Br
		D2 = b - 2e _y (cm)	120.00 Lr
VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN			
fattori di forma	s _c	1.30	s _a
	d _c	1.36	1.26
fattori di profondità	i _c	0.99	d _a
			1.31
fattori di inclinazione del carico			i _a
			0.94
$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot Br \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$		q_{ult} (kg/cm ²)	
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} \cdot Br \cdot Lr$		4.46	
coefficiente di sicurezza IR = $N_d/N_u < 1$		N _u (kg)	
		41983	
		IR	
		0.14 < 1	
COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.4G+1.5VY)			
parametri di sollecitazione al piede del pilastro			
N (kg)	187	Ty (kg)	177
Mx (kgm)	1002	My (kgm)	61
		Tx (kg)	
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0
		Mey (kgm)	69
parametri di sollecitazione alla base del plinto			
peso plinto ($\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$) * 1,3		P _p (kg)	5616
sforzo normale alla base del plinto ($N_d = (N+P_p)$)		N _d (kg)	5803
momento alla base del plinto ($M_{dx} = Mx + Ty \cdot h + Mex$)		M _{dx} (kgm)	1214

momento alla base del plinto ($M_{by}=My+Tx*h+Mey$)		M_{dy} (kgm)	130
eccentricità	$e_x = M_{dy}/N_d$ (cm)	$e_y = M_{dx}/N_d$ (cm)	20.93 >b/6
dimensioni plinto ridotte	$D1 = a-2e_x$ (cm)	$D2 = b-2e_y$ (cm)	78.15 Br
VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN			
fattori di forma	s_c 1.31	s_a 1.27	s_y 0.73
fattori di profondità	d_c 1.36	d_a 1.31	d_y 1.00
fattori di inclinazione del carico	i_c 0.99	i_a 0.94	i_y 0.91
$q_{ult} = c_u * N_c * s_c * d_c * i_c + \gamma * D * N_q * s_q * d_q * i_q + 0.5 * \gamma * Br * N_{\gamma} * s_{\gamma} * d_{\gamma} * i_{\gamma}$		q_{ult} (kg/cm ²)	4.09
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} * Br * Lr$		N_u (kg)	36961
coefficiente di sicurezza $IR = N_d/N_u < 1$		IR	0.16 < 1
CALCOLO ARMATURE PLINTO CON LA COMBINAZIONE DI CARICO PIU' GRAVOSA			
reazione media sul terreno ($\sigma_i=N/A$)		σ_1 (kg/cm ²)	0.40
σ_1 (kg/cm ²)	0.87	σ_2 (kg/cm ²)	0.78
		σ_3 (kg/cm ²)	0.05
		σ_4 (kg/cm ²)	0.00
verifica sezione A-A a mensola tozza			
armatura plinto			
ϕ	n	A_s (cm ²)	ϕ n A'_s (cm ²)
12	7	7.92	12 0 0.00
sforzo di trazione sull'armatura tesa		N_{sd} (kg)	1759
sforzo di trazione resistente ($N_{rd} = A_s * f_{yd}$)		N_{rd} (kg)	30979
indice di resistenza $IR=N_{sd}/N_{rd} < 1$		IR	0.06 < 1
verifica sezione B-B a mensola tozza			
armatura plinto			
ϕ	n	A_s (cm ²)	ϕ n A'_s (cm ²)
12	6	6.79	12 0 0.00
sforzo di trazione sull'armatura tesa		N_{sd} (kg)	1277
sforzo di trazione resistente ($N_{rd} = A_s * f_{yd}$)		N_{rd} (kg)	26553
indice di resistenza $IR=N_{sd}/N_{rd} < 1$		IR	0.05 < 1
COMBINAZIONE DI CARICO SLE			
N (kg)	134	Ty (kg)	0
Mx (kgm)	0	My (kgm)	-711
		Tx (kg)	-118
momenti per eccentricità del carico N		M_{ex} (kgm)	0
sollecitazioni alla base del plinto		M_{ey} (kgm)	50
peso plinto ($\gamma_{ck} * a * b * h$)		P_p (kg)	4320
sforzo normale alla base del plinto ($N_p = N + P_p$)		N_d (kg)	4454
momento alla base del plinto ($M_{bx}=Mx+Ty*h+Mex$)		M_{dx} (kgm)	0
momento alla base del plinto ($M_{by}=My+Tx*h+Mey$)		M_{dy} (kgm)	803
eccentricità	$e_x = M_{dy}/N_d$ (cm)	$e_y = M_{dx}/N_d$ (cm)	0.00 <=b/6
dimensioni plinto ridotte	$D1 = a-2e_x$ (cm)	$D2 = b-2e_y$ (cm)	120.00 Lr
pressione ultima HANSEN		q_{ult} (kg/cm ²)	4.48
verifica allo schiacciamento			
pressione ammissibile	$q_{amm} = q_{ult}/3$ (kg/cm ²)	$\sigma_1 = N_d/A$ (kg/cm ²)	0.31
eccentricità	e_x (cm)	e_y (cm)	0.00 <=b/6
σ_1 (kg/cm ²)	0.59	σ_2 (kg/cm ²)	0.03
		σ_3 (kg/cm ²)	0.59
		σ_4 (kg/cm ²)	0.03

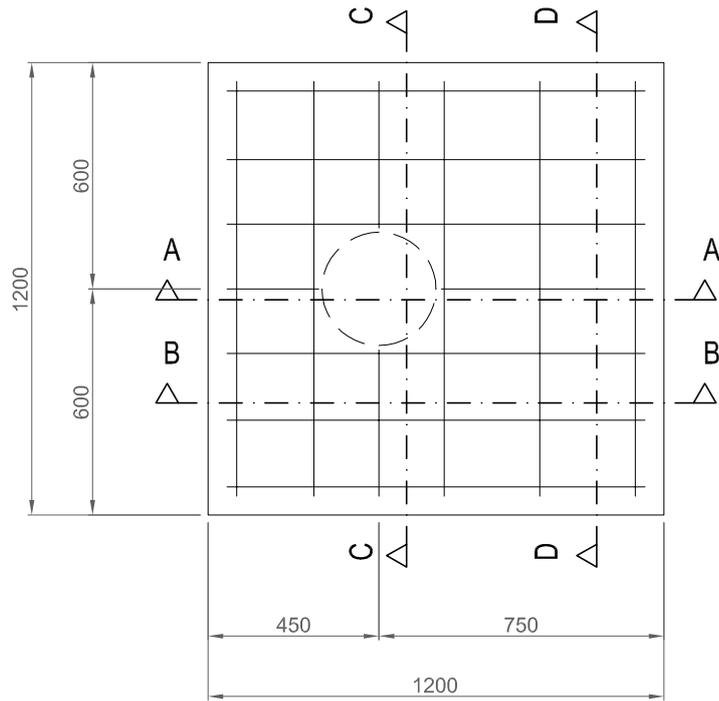
5. ALLEGATI

Allegato 1: Carpenteria metallica dei pali e carpenteria e armature dei plinti di fondazione

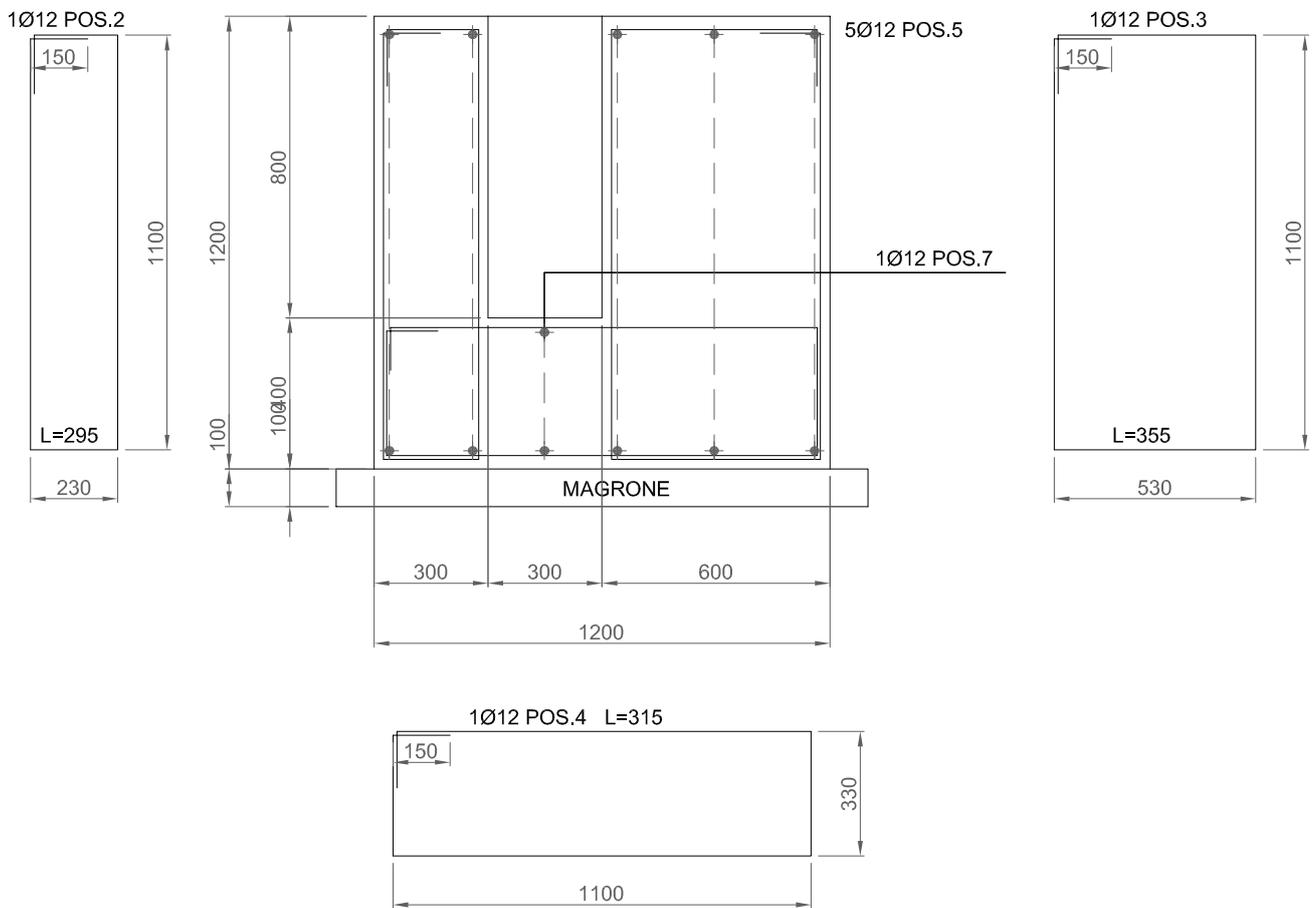
ALLEGATO 1

**CARPENTERIA METALLICA DEI PALI E CARPENTERIA E
ARMATURE DEI PLINTI DI FONDAZIONE**

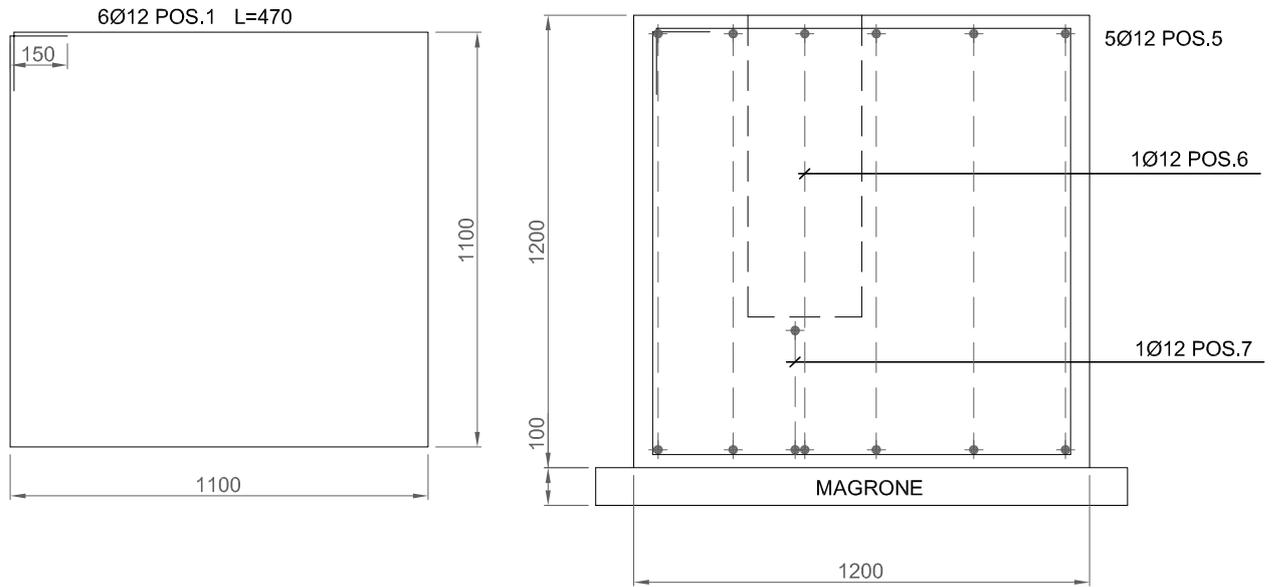
PLINTO DI FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE - FOGLIO 1 DI 4



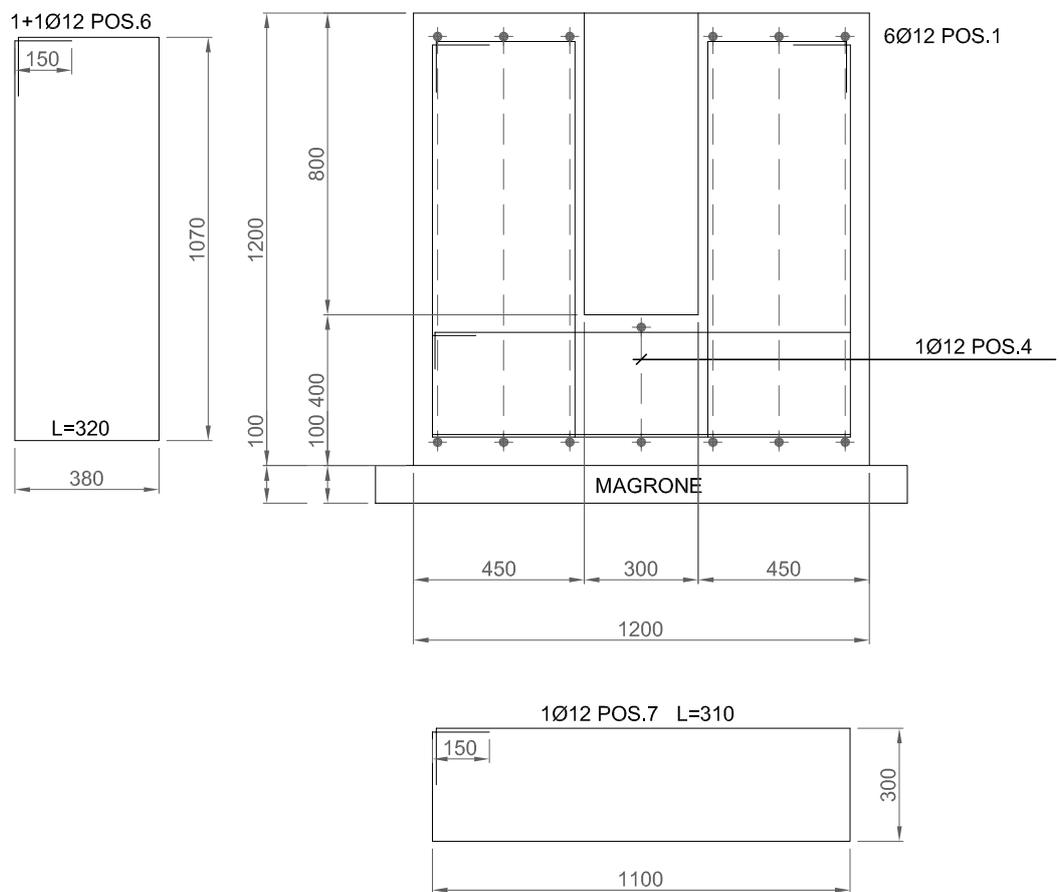
SEZIONE A-A



SEZIONE B-B



SEZIONE C-C



PLINTO DI FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE - FOGLIO 3 DI 4

SEZIONE D-D

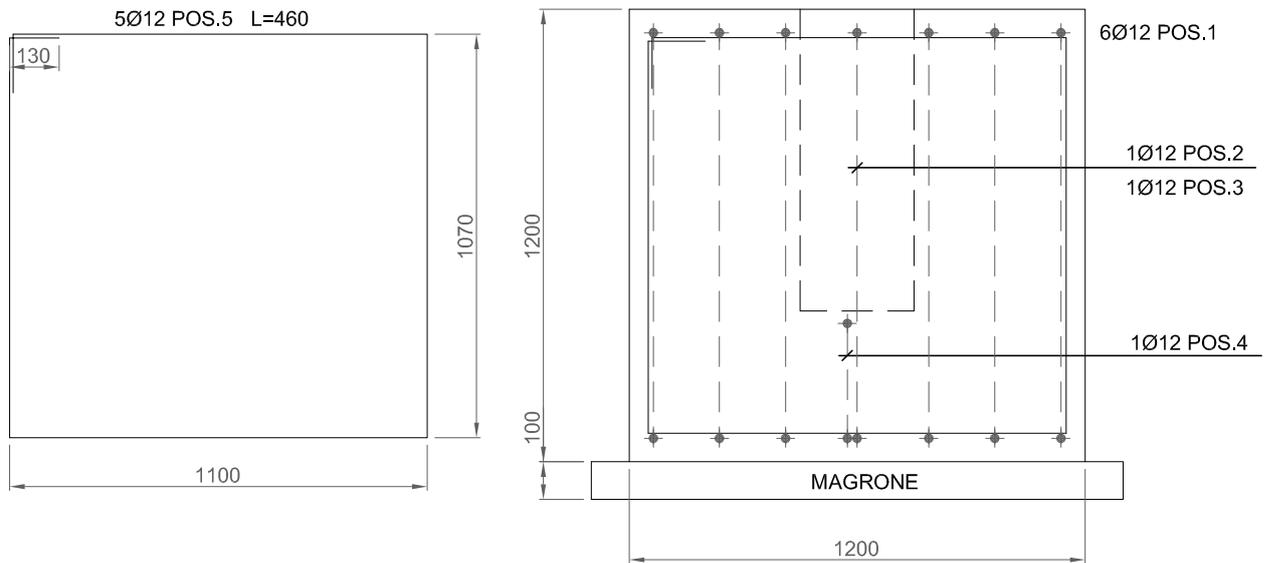
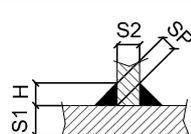


TABELLA FERRI

POSIZIONE	DIAMETRO	LUNGHEZZA (m)	NUMERO	PESO (kg)
1	Ø12	4,70	6	25
2	Ø12	2,95	1	2,6
3	Ø12	3,55	1	3,2
4	Ø12	3,15	1	2,8
5	Ø12	4,6	5	20,4
6	Ø12	3,20	2	5,7
7	Ø12	3,1	1	2,8
TOTALE				62,5

MATERIALI	TIPOLOGIA	CLASSE	RAPPORTO A/C	Ø MAX (mm) AGGREGATI	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CONSISTENZA	COPRIFERRO (cm)
CALCESTRUZZO	MAGRONE	C12/15 (Rck 150)	0,60	32	1	S4	-
	FONDAZIONE	C25/30 (Rck 300)	0,60	32	2a	S4	2,5
ACCIAIO	ACCIAIO FeB44K $f_t/f_y > 1,13$ $f_y/f_{yk} < 1,35$						
	ACCIAIO Fe430 PER STRUTTURE METALLICHE - ZINCATURA ≥ 800 g/m ²						
SALDATURE	1 - GIUNTI SALDATI A PIENA PENETRAZIONE CLASSE DI QUALITA' "B" ELEVATA 2 - GIUNTI SALDATI CON CORDONI D'ANGOLO CLASSE DI QUALITA' "C" MEDIA 3 - GIUNTI SALDATI NON STRUTTURALI CLASSE DI QUALITA' "D" MODERATA						 H=0,7xS2 S1 ≥ S2 SP=0,5xS2
BULLONI	VITE CLASSE 8.8 - UNI 5737 DADO CLASSE 6S - UNI 5588 RONDELLE UNI 6592						

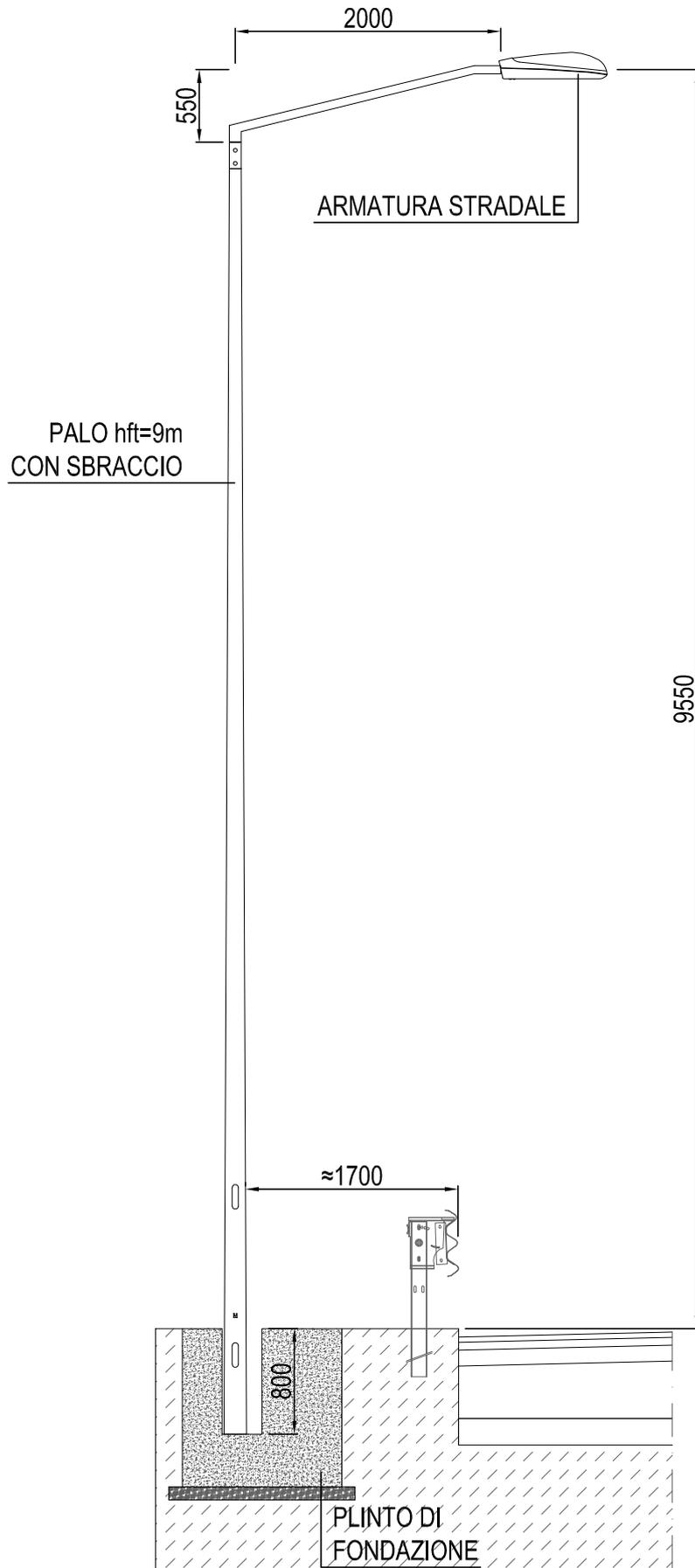
PRESCRIZIONI PER I GETTI

- TUTTE LE SUPERFICI NON PROTETTE DEI GETTI DOVRANNO ESSERE MANTENUTE UMIDE CON CONTINUA BAGNATURA PER ALMENO 7 GIORNI

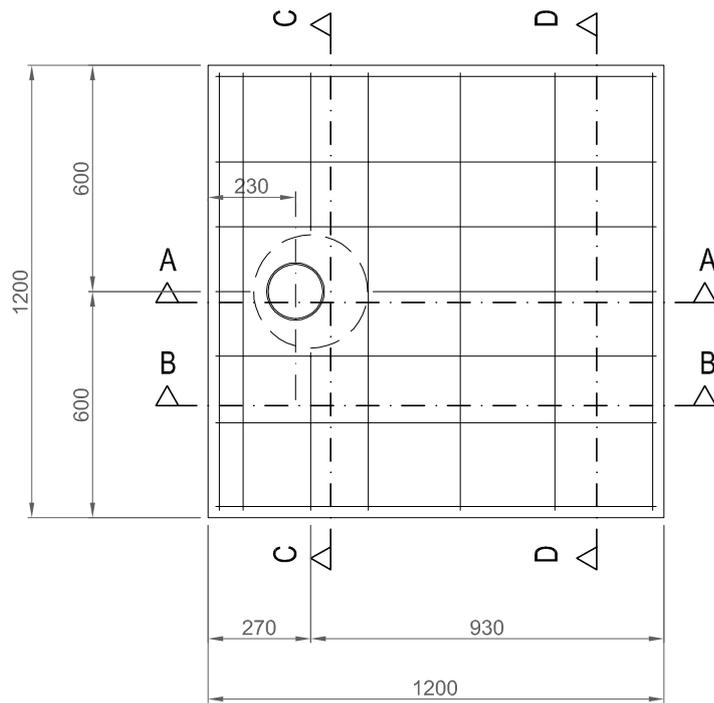
- DISARMO:

SPONDE DI CASSERI DI FONDAZIONI, MURI, TRAVI E PILASTRI 3 GIORNI

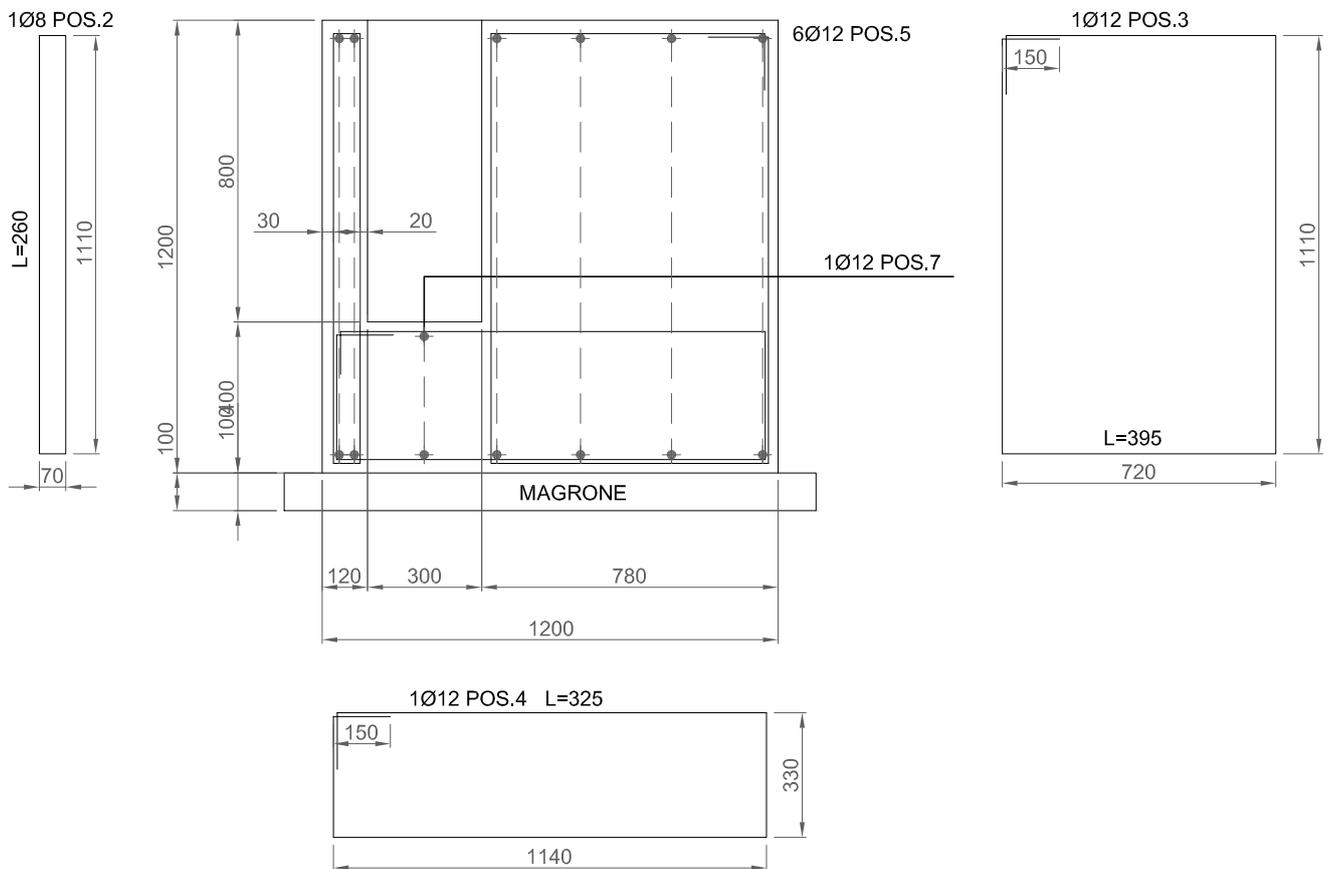
PARTICOLARE PALO ILLUMINAZIONE



PLINTO DI FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE CON FORO
INFILAGGIO PALO ARRETRATO - FOGLIO 1 DI 4



SEZIONE A-A



**PLINTO DI FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE CON FORO
INFILAGGIO PALO ARRETRATO - FOGLIO 3 DI 4**

SEZIONE D-D

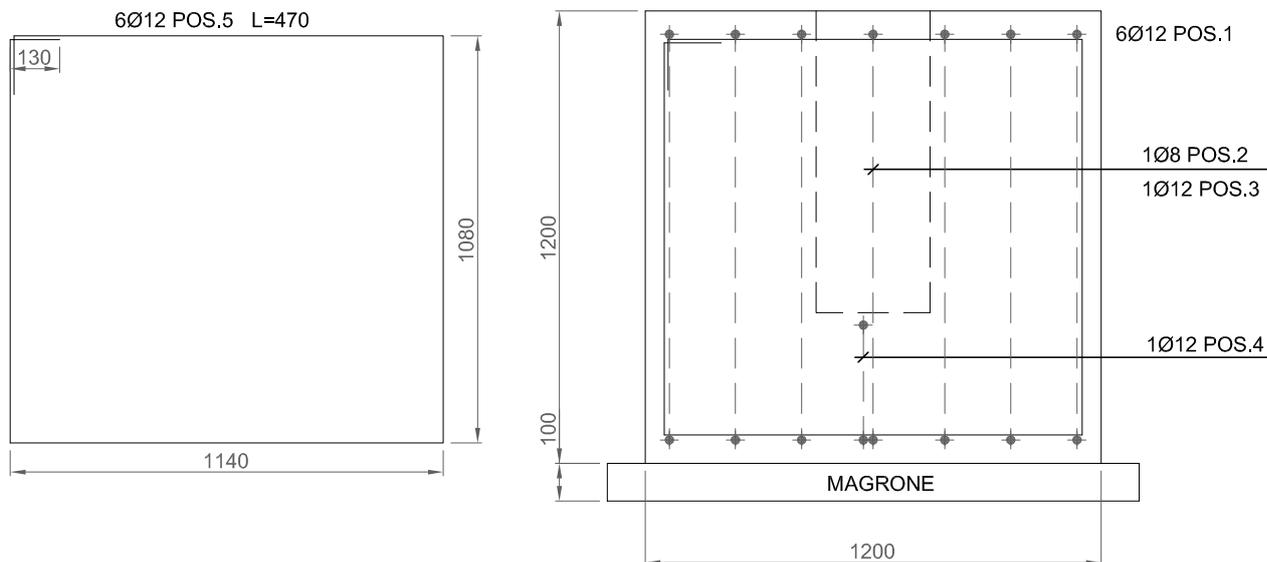
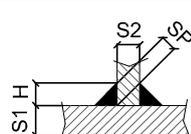


TABELLA FERRI

POSIZIONE	DIAMETRO	LUNGHEZZA (m)	NUMERO	PESO (kg)
1	Ø12	4,80	6	26
2	Ø8	2,60	1	1
3	Ø12	3,95	1	3,5
4	Ø12	3,25	1	3
5	Ø12	4,70	6	25
6	Ø12	3,20	2	5,7
7	Ø12	3,20	1	2,9
TOTALE				67,1

MATERIALI	TIPOLOGIA	CLASSE	RAPPORTO A/C	Ø MAX (mm) AGGREGATI	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CONSISTENZA	COPRIFERRO (cm)
CALCESTRUZZO	MAGRONE	C12/15 (Rck 150)	0,60	32	1	S4	-
	FONDAZIONE	C25/30 (Rck 300)	0,60	32	2a	S4	3
ACCIAIO	ACCIAIO FeB44K $f_t/f_y > 1,13$ $f_y/f_{yk} < 1,35$						
	ACCIAIO Fe430 PER STRUTTURE METALLICHE - ZINCATURA ≥ 800 g/m ²						
SALDATE	1 - GIUNTI SALDATI A PIENA PENETRAZIONE CLASSE DI QUALITA' "B" ELEVATA 2 - GIUNTI SALDATI CON CORDONI D'ANGOLO CLASSE DI QUALITA' "C" MEDIA 3 - GIUNTI SALDATI NON STRUTTURALI CLASSE DI QUALITA' "D" MODERATA						 H=0,7xS2 S1 ≥ S2 SP=0,5xS2
BULLONI	VITE CLASSE 8.8 - UNI 5737 DADO CLASSE 6S - UNI 5588 RONDELLE UNI 6592						

PRESCRIZIONI PER I GETTI

- TUTTE LE SUPERFICI NON PROTETTE DEI GETTI DOVRANNO ESSERE MANTENUTE UMIDE CON CONTINUA BAGNATURA PER ALMENO 7 GIORNI

- DISARMO:

SPONDE DI CASSERI DI FONDAZIONI, MURI, TRAVI E PILASTRI 3 GIORNI

PLINTO DI FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE CON FORO
INFILAGGIO PALO ARRETRATO - FOGLIO 4 DI 4

PARTICOLARE PALO ILLUMINAZIONE

