



COMUNE DI DOSOLO

ADEGUAMENTO, MESSA IN SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE DELL'INCROCIO SEMAFORICO DI PROPRIETÀ COMUNALE POSTO TRA VIA ANSELMA E LA SP 57

SP 57 km 26+675

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Elaborato:				Elaborato n°	
RELAZIONE DI CALCOLO PLINTI PORTALI SEMAFORICI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI				2	
				Scala: -	
Progettazione:			COMUNE DI DOSOLO		
ingegnere STEFANO ROSSI via Elio Vittorini n. 15/B 46100 MANTOVA			SETTORE LAVORI PUBBLICI		
 			Il Responsabile:		
Collaboratori:			architetto RICCARDO BELFANTI		
ing. Luca Aprici geom. Simone Raimondi					
revisione	data	descrizione	verificato	approvato	data:
00	09/2020	Prima emissione			SETTEMBRE 2020

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella seguente relazione vengono riportati i calcoli relativi al dimensionamento delle strutture in calcestruzzo in opera per l'intervento di nuova installazione di due semafori per la riqualificazione e ammodernamento dell'impianto semaforico tra la SP57 e Via Anselma a Dosolo (SP57 km 26+675).

In particolare i manufatti in oggetto da realizzarsi in opera possono essere così sinteticamente descritti:

- Plinti di fondazione in calcestruzzo a base rettangolare gettati in opera previa la posa della opportuna armatura metallica e delle necessarie predisposizioni impiantistiche dell'impianto semaforico stesso. L'intervento prevede la costruzione di n°2 manufatti posti al ciglio della sede stradale:

- n°2 plinti 180x150x100H cm;

All'interno del basamento verrà ricavato un vano circolare Ø300mm e profondo 800mm al fine di alloggiarvi all'interno il palo metallico del semaforo.

- Palo in struttura metallica caratterizzata da un'altezza massima fuori terra di 7,5 metri circa e sbraccio massimo pari a 4 metri circa. Il fusto è caratterizzato da una sezione circolare conica con un diametro iniziale di Ø115mm e diametro alla base Ø180mm, mentre lo sbraccio ha sezione circolare ottenuta da un tubolare strallato Ø114mm ed idonei spessori (si rimanda a specifica documentazione Tecnica del fornitore dei pali ed ovvero di altro Progettista).

L'impianto prevede la collocazione di n°2 lanterne per ogni palo, caratterizzate dalle seguenti dimensioni:

- 100x700mm posta all'estremità dello sbraccio;

- 800x350mm circa sul primo tronco del palo a 3,0 metri circa da terra per traffico veicolare (e pedonale nel caso del manufatto posto in corrispondenza all'attraversamento dei pedoni);
- Un corpo illuminante per il portale semaforico in corrispondenza all'attraversamento pedonale caratterizzato da un ingombro di 45x15cm

Per quanto riguarda le sollecitazioni di progetto per il dimensionamento dei plinti, si è fatto riferimento alle indicazioni geometriche contenute negli elaborati grafici dello Studio Plan di Mantova oltre a dati di letteratura per quanto concerne il peso di analoghi manufatti:

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO e METODO DI CALCOLO

Le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate sono state svolte con il metodo degli stati limite ed il calcolo delle sollecitazioni è stato svolto secondo i metodi della Scienza e Tecnica delle Costruzioni.

In particolare si è fatto riferimento alla seguente normativa:

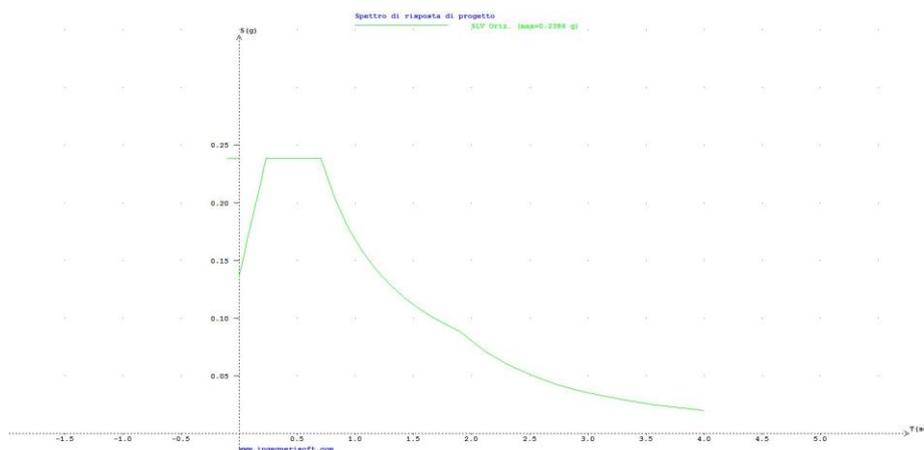
- Testo Unico delle Costruzioni del 17.01.2018 e successiva circolare applicativa del 11.02.2019.
- UNI-EN 1992-1-1:2005 – Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

Ai sensi della nuova DGR della Regione Lombardia n° X/2129 del 11 Luglio 2014 il Comune di Dosolo è stato classificato in zona 3 con accelerazione massima di ancoraggio di 0,092231 g.

E' però dimostrabile che, per il manufatto in oggetto, l'azione sismica non è "dimensionante" in quanto le modeste masse in gioco generano azioni inerziali nettamente inferiori a quelle prodotte dalla pressione del vento.

Difatti a favore di sicurezza è possibile ottenere il seguente spettro di progetto, assumendo come dati:

- tipo di Costruzione 2 e classe d'uso I;
- categoria di sottosuolo: C;
- categoria topografica: T1;
- fattore di struttura: $q = 1$ (struttura non dissipativa)



assumendo la massima accelerazione al plateau si ha:

$$F_i = 252 \cdot 0,2386 = 60 \text{ Kg} < T = 411 \text{ Kg (taglio alla SLU per l'azione del vento)}$$

In particolare, ai sensi delle NTC 2018, è stato indagato lo stato limite ultimo di resistenza degli elementi strutturali (STR) e le verifiche di ribaltamento di corpo rigido (EQU). I coefficienti parziali per le azioni, sono stati dettati dalla seguente tabella, con riferimento ad un'unica combinazione (approccio 2):

tabella 1

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi Permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Gi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{Gi}	1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ed es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

La combinazione di carico utilizzata per lo stato limite (EQU) e (STR) è la seguente:

$$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{Kf} + \gamma_{Q2} \varphi_{02} Q_{K2} + \dots$$

3. TERRENO E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per il dimensionamento delle strutture di fondazione, si è assunto una pressione massima sul terreno corrispondente ad una pressione ammissibile pari a $\sigma_{\max} = 1,00 \text{Kg/cm}^2$ ($F_S = 3$).

In particolare i dati più significativi possono essere così sintetizzati:

- imposta delle fondazioni: - 120/150 cm dal piano di campagna e comunque in corso di Direzione Lavori saranno da valutare gli scavi prevedendo uno strato di magrone fino al raggiungimento dello strato portante. In corso dei lavori dovrà essere verificata la correttezza dell'ipotesi assunta, nel caso di valori differenti della portanza, si procederà ad un aggiornamento delle strutture di fondazione.
- $q_{\text{limite}} = 3,00 \text{Kg/cm}^2$ per SLU in condizioni statiche;

CALCESTRUZZO:

Classe di resistenza _____ C25/30
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione (f_{ck}) _____ 250 Kg/cm²
Coefficiente parziale per la resistenza allo SLU (γ_c) _____ 1,5
Resistenza di calcolo a compressione (f_{cd}) _____ 141,7 Kg/cm²
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk}) _____ 18,00 Kg/cm²
Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd}) _____ 12,00 Kg/cm²

ACCIAIO:

Tipo _____ B450C
Tensione caratteristica a snervamento (f_{yk}) _____ 4500 Kg/cm²
Tensione caratteristica a rottura (f_{ctk}) _____ 5400 Kg/cm²
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU (γ_s) _____ 1,15
Resistenza di calcolo dell'acciaio (f_{yd}) _____ 3913 Kg/cm²

4. ANALISI DEI CARICHI E SCHEMA STATICO

CARICHI GRAVITAZIONALI (pesi propri e permanenti):

- Peso proprio delle strutture metalliche: _____ 164 Kg
 - N°2 lanterne semaforiche più cablaggi elettrici: _____ 48 Kg
 - N°1 lanterna per attraversamento pedonale: _____ 22 Kg
 - N°1 corpo illuminante per attraversamento pedonale: _____ 18 Kg
- _____
TOTALE 252 Kg

SOVRACCARICO ACCIDENTALE (vento):

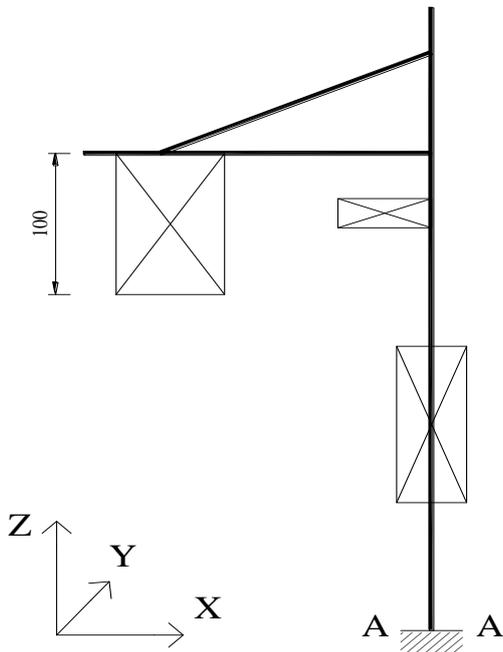
Calcolo dell'azione del vento ai sensi delle NTC 2018 e successiva circolare ministeriale applicativa del 11/02/2019:

- Velocità di riferimento: $V_r = 25 \text{ m/s} \cdot 1 \cdot 1 = 25 \text{ m/s}$
con $T_r = 50$ anni
- Pressione cinetica di riferimento: $q_r = 1/2 \cdot 25^2 \cdot 1,25 = 39 \text{ Kg/m}^2$
- Classe di rugosità: B
- Categoria di esposizione: IV da cui $K_R = 0,22$
 $Z_o = 0,30$
 $Z_{\min} = 8$ metri
- Coefficiente di esposizione: $C_1 = 0,22^2 \cdot \ln \cdot (8/0,30) \cdot [7 + \ln \cdot (8/0,30)] = 1,63$
- Coefficiente di forma: $C_p = 2,4$ (assunto a favore di sicurezza anche per la lanterna semaforica ed il corpo illuminante)

Pertanto la pressione del vento vale:

$$p = 39 \cdot 1,63 \cdot 2,4 \cdot 1 = 152 \text{ Kg/m}^2$$

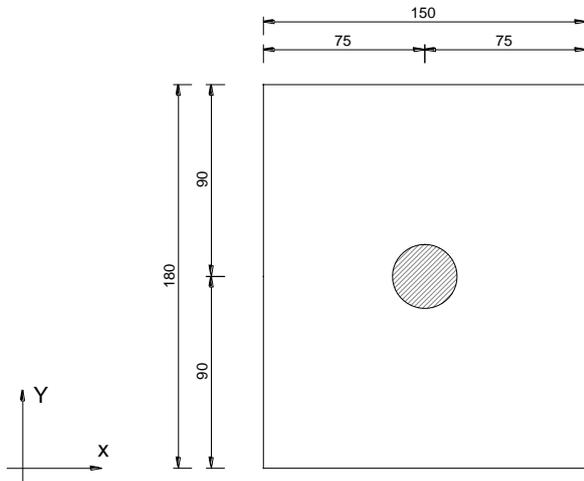
Con riferimento al seguente schema statico è possibile riassumere le seguenti sollecitazioni massime al piede del palo allo (SLU):



- Azione asse max (N) = $252 \cdot 1,3 = 327,60 \text{ Kg}$
- Momento massimo in x (M_x) =
 $(12 \cdot 1,3 \cdot 4) + (10,9 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 1,3) + (0,15 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 152 \cdot 7) + (0,1 \cdot 0,15 \cdot 152 \cdot 1,5 \cdot 6) + (0,8 \cdot 0,1 + 0,25 \cdot 1) \cdot 152 \cdot 1,5 \cdot 3 + \frac{1}{2} \cdot (152 \cdot 1,5 \cdot 0,15) \cdot 8^2 = 2120,60 \text{ Kgm}$
- Taglio in x: (T_x) = 386 Kg
- Momento massimo in y (M_y) =
 $(0,7 \cdot 1 \cdot 152 \cdot 1,5 \cdot 6,5) + (0,1 \cdot 0,5 \cdot 152 \cdot 1,5 \cdot 6) + (0,8 \cdot 0,35 \cdot 152 \cdot 1,5 \cdot 3) + (0,8 \cdot 0,1 \cdot 51 \cdot 1,5 \cdot 3) + \frac{1}{2} \cdot (152 \cdot 1,5 \cdot 0,15) \cdot 8^2 + 4 \cdot 0,12 \cdot 152 \cdot 1,5 \cdot 7 + (0,45 \cdot 0,15 \cdot 1,5 \cdot 152 \cdot 6) = 3304,86 \text{ Kgm}$
- Taglio in y : (T_y) = 411 Kg
- Momento Torcente $M_t = (0,7 \cdot 1 \cdot 152 \cdot 1,5 \cdot 4 + \frac{1}{2} \cdot 0,12 \cdot 152 \cdot 1,5 \cdot 4^2) = 857 \text{ Kgm}$

5. VERIFICA DEL PLINTO 180 x 150 x 100H cm

La portanza del terreno è assunto con $q_{\text{limite}} = 3 \text{ Kg/cm}^2$ e per tale motivo adottando la singola combinazione prevista per l'approccio 2 si ha $R_3 = 2,3$ da cui la $\sigma_d = 3,0/2,3 = 1,30 \text{ Kg/cm}^2$



Peso proprio del plinto = $G_1 = 1,5 \times 1,8 \times 1 \times 2500 = 6750 \text{ Kg}$

$$N_{\text{tot}}^{\text{SLU}} = 327,60 + 8775 = 9102,60 \text{ Kg}$$

$$e_x = 212000/9102,60 = 23,3 \text{ cm} < 150/6 = 25 \text{ (sezione tutta reagente)}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 9102,6/(150 \times 180) \pm 212000/(1/6 \cdot 180 \cdot 150^2) = 0,65 \text{ Kg/cm}^2 < 1,30 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{VERIFICATO}}}$$

$$= 0,03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e_y = 330486/9102,60 = 36,3 > 180/6 = 30 \text{ (sezione parzializzata)}$$

$$\sigma_{\text{max}} = (2 \cdot 9102,60)/[3 \cdot 150 \cdot (90 + 36,3)] = 0,75 \text{ Kg/cm}^2 < 1,30 \text{ Kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{VERIFICATO}}}$$

Infine è possibile effettuare la seguente verifica EQU (ribaltamento) trascurando a favore di sicurezza il contributo della spinta passiva del terreno, in quanto si ipotizza manomessa durante i lavori e/o per la presenza di impiantistica in genere:

in direzione X: $M_{\text{rib}} = 2120,60 + 386 \cdot 1 = 2506,60 \text{ Kgm}$

$$M_{\text{stab}} = (252 \cdot 0,9 + 6750 \cdot 0,9) \cdot 0,75 = 4726 \text{ Kgm} > M_2 \quad \underline{\underline{\text{VERIFICATO}}}$$

in direzione Y: $M_{\text{rib}} = 3304,86 + 411 \cdot 1 = 3715 \text{ Kgm}$

$$M_{\text{stab}} = (252 \cdot 0,9 + 6750 \cdot 0,9) \cdot 0,90 = 5671 \text{ Kgm} > M_2 \quad \underline{\underline{\text{VERIFICATO}}}$$

Si verifica una sezione armata con 6 x 8 stØ12:

$$M_{sd} = 4434,7 \text{ Kgm} < M_{rd} = 5142 \text{ Kgm}$$

VERIFICATO

per la cerchiatura del bicchiere sono previste n°3 stØ10 sup. e n°2 stØ10 inf. orizzontali:

$$F_s = (3/2) \cdot (321250/80) + 396 = 6419 \text{ Kg}$$

$$F_{rd} = 3 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 3913 = 11739 \text{ Kg} > F_s$$

VERIFICATO

Il calcolatore

Ing. Stefano Rossi

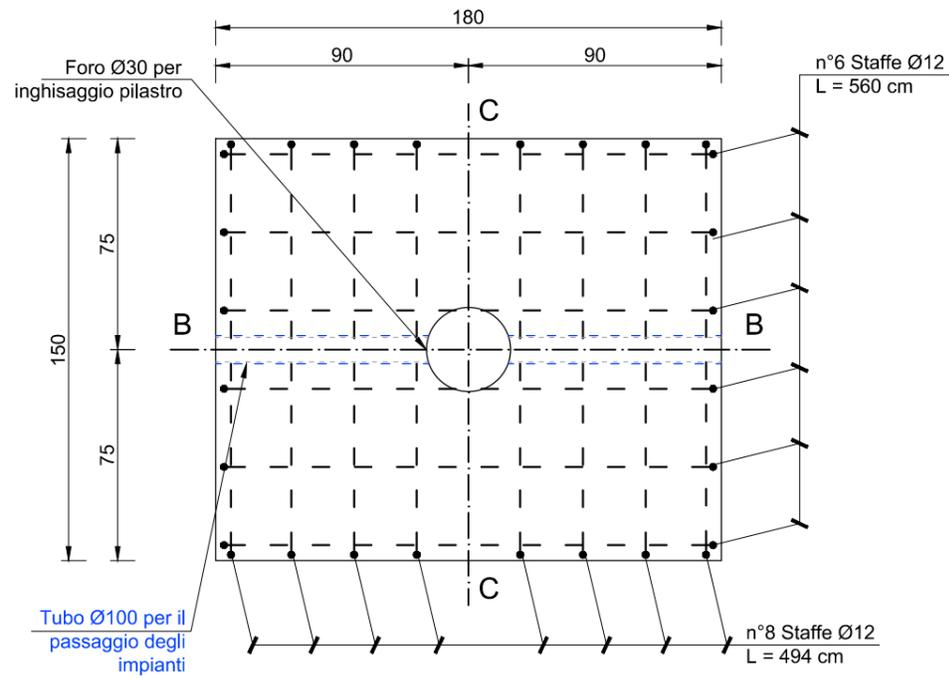


Allegati:

- elaborati grafici di progetto

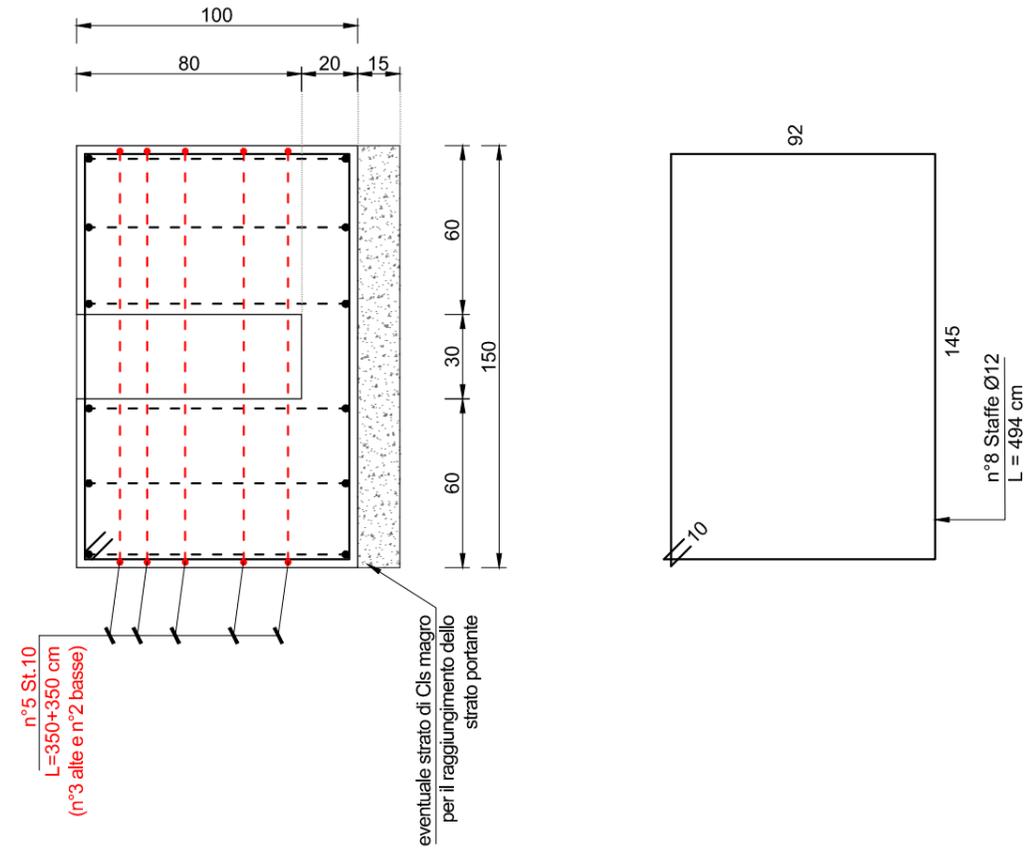
Plinto TIPO A - 180x150x100H cm

n°2 pezzi Scala 1:25



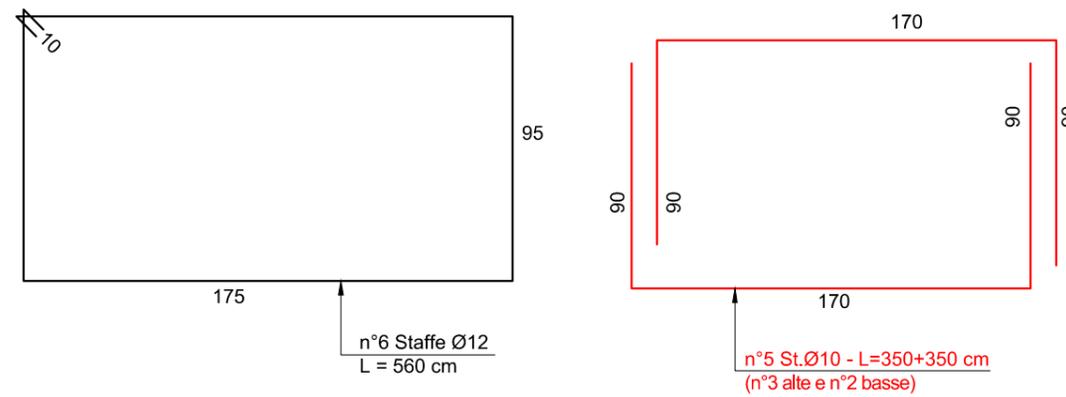
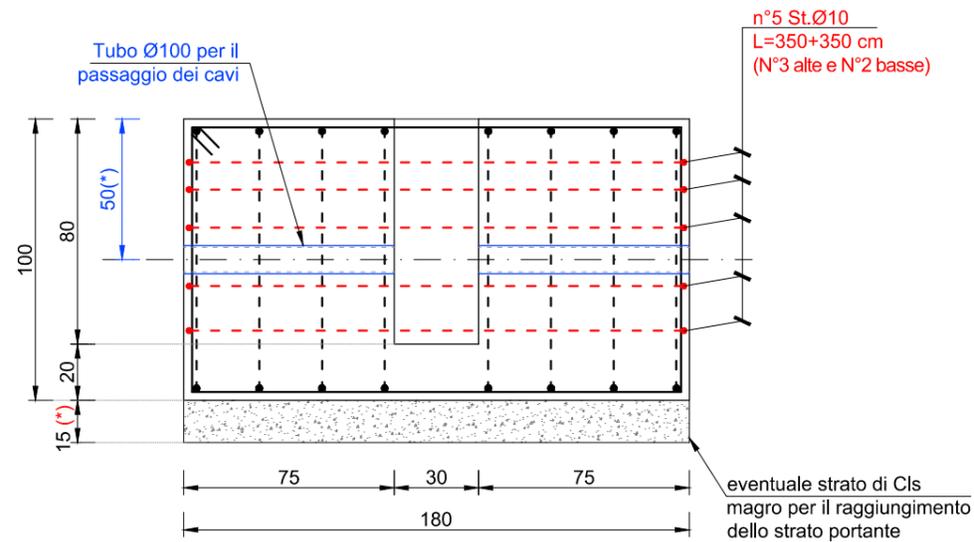
Sezione C - C

Scala 1:25



Sezione B - B

Scala 1:25



(*) Quota da verificare con impiantista

SEZIONE 1 - progetto

