

**REGIONE
PIEMONTE**



**COMUNE
DI ASTI**

PISU Asti - Ovest

Programma operativo regionale 2007/2013 finanziato dal F.E.S.R. a titolo dell'obiettivo "Competitività ed occupazione" Asse III.2.2 "Riqualificazione aree degradate". Progetto Integrato di Sviluppo Urbano (P.I.S.U.) denominato "Asti - Ovest".

Scheda O2

RIQUALIFICAZIONE QUARTIERE CORSO ALBA

Intervento A.1.3

Recupero Urbanistico Quartiere di corso Alba

**Scheda n°995
P.T. 2012/2014**

CUP Master: G39D11000270002
CUP: G39D11000270002

**PROGETTO
ESECUTIVO**

Elaborato:

1.1

**RELAZIONE SPECIALISTICA:
CALCOLI STRUTTURALI**

Progettista:

Arch. Stefano BIANCO

Collaboratori tecnici del RUP

Ing. Marina PARRINELLO

Geom. Aldo VALLE

Per. Agr. Elena BERTA

Il Responsabile del Procedimento

Arch. Antonio SCARAMOZZINO

Asti, 07/10/2013

NOTE INTRODUTTIVE

Le opere oggetto di progettazione strutturale fanno parte di un insieme di interventi finalizzati alla riqualificazione del quartiere cittadino di c.so Alba.

In particolare trattasi di opere di mitigazione ambientale realizzate con ingegneria naturalistica. Nello specifico si è proceduto alla progettazione di una struttura in legno lamellare, da realizzarsi in fregio ai tre fronti maggiormente esposti del fabbricato, con funzione di pergolato fiorito, chiamata a sostenere essenze rampicanti tipo caducifoglie per contenere i “carichi neve”.

In pratica verranno realizzati una serie di portali in legno lamellare costituiti da due piedritti ed una traversa superiore.

Sulle traverse verranno disposti cavi in acciaio che costituiranno appoggio e guida per la crescita delle essenze rampicanti.

I portali saranno di due tipi: quelli di estremità dei pergolati (tipo 1) sono chiamati a contrastare il tiro delle funi ed avranno quindi sezione maggiore, mentre i portali intermedi (tipo 2) saranno sollecitati unicamente dalla componente verticale del tiro delle funi.

I piedritti dei portali tipo 1 hanno dimensione 20*28 cm e la traversa superiore ha sezione 20*20 cm.

Per i portali tipo 2 le sezioni sono rispettivamente 20*20 cm e 20*10 cm.

La scelta di impiantare essenze caducifoglie ha consentito di evitare il carico della neve in inverno, cosa che avrebbe notevolmente incrementato le sollecitazioni nelle strutture lignee.

Il carico considerato nelle calcolazioni, oltre ai pesi propri, è stato quindi unicamente quello derivante dalla vegetazione, stimato in 20 daN/mq di superficie coperta che, considerando l'interasse dei cavi pari a 50 cm, si traduce in un carico linearmente distribuito su ogni cavo pari a 10 daN/m.

Per il legno lamellare, la densità considerata è pari a 500 daN/mc.

Tutte le giunzioni strutturali saranno realizzate con carpenterie metalliche saldate e zincate a caldo.

In particolare si segnala che tutti i vincoli a terra delle strutture in legno lamellare sono ipotizzate e dimensionate come incastri perfetti, mentre le rimanenti giunzioni non sono chiamate a trasmettere momenti flettenti o torcenti e si configurano quindi come cerniere.

Per quel che riguarda le opere di fondazione, queste sono di tipo diretto sul terreno.

Per quel che riguarda le sollecitazioni all'interfaccia terreno-fondazione, ci troviamo a fondare su terreni rimaneggiati nel tempo e costituiti da un misto di terreni alluvionali argilloso-sabbiosi con inclusione di trovanti di varia natura, soprattutto detriti di origine edile.

Alla luce di queste considerazioni e stante il limitato approfondimento del piano fondale, le tensioni indotte nel terreno sono state limitate ad un valore assai basso, non superiore ai 0.5 daN/cm².

Per quel che riguarda la valutazione delle deformate, la tipologia di struttura oggetto di dimensionamento non è particolarmente sensibile nei confronti di inflessioni piuttosto pronunciate; le frecce registrate in fase di calcolo non pregiudicano in alcun modo la funzionalità e la destinazione d'uso delle strutture né modificano significativamente le ipotesi di calcolo.

Tutte le strutture lignee sono realizzate con legno lamellare appartenente alla classe GL24h, mentre le carpenterie metalliche sono realizzate in acciaio S235.

Le bullonerie zincate sono di classe 8.8.

Si segnala la necessità di proteggere l'estradosso dei traversi in legno con vernici impregnanti o faldaleria metallica per evitarne un repentino degrado legato all'azione delle precipitazioni atmosferiche.

RELAZIONE DI CALCOLO

Calcolo delle sollecitazioni nel cavo in acciaio

Ipotizzando una freccia pari a 20 cm, un carico totale distribuito sul cavo pari a 10 daN/ml, una luce di lavoro pari a 4.00 mt, ottengo:

$$R_h = 10 \cdot 4^2 / 8 / 0.20 = 100 \text{ daN}$$

$$R_v = 10 \cdot 4 / 2 = 20 \text{ daN}$$

Con questi valori, combinandoli, ottengo la sollecitazione nel cavo:

$$T = \sqrt{100^2 + 20^2} = 102 \text{ daN circa}$$

Si adotta, vista la collocazione in ambiente esterno aggressivo, un cavo in acciaio inox di sezione pari a 0.5 cmq.

Si dovrà impedire lo scorrimento del cavo in corrispondenza degli appoggi sui traversi intermedi.

In corrispondenza di questi appoggi, le componenti orizzontali degli sforzi nei cavi si elidono in quanto di verso opposto: se ne deduce che i traversi dei portali intermedi saranno sollecitati unicamente da sforzi verticali pari a 40 daN in corrispondenza di ogni cavo.

Verifica del montante più caricato (portale tipo 1)

Il piedritto più sollecitato è soggetto ad un momento flettente, all'incastro di base, pari a 1481 daN*m, da uno sforzo normale di compressione pari a 234 daN e da un taglio pari a 400 daN.

La sezione, 20*28 cm, è caratterizzata da:

$$\text{area pari a: } 20 \cdot 28 = 560 \text{ cm}^2$$

$$W = 1/6 \cdot 20 \cdot 28^2 = 2613 \text{ cm}^3$$

$$J = 1/12 \cdot 20 \cdot 28^3 = 36586 \text{ cm}^4$$

Con tutti questi valori, ottengo un tasso massimo di lavoro, per il legno lamellare, pari a 102 daN/cm², quindi inferiore alla sollecitazione massima ammissibile.

Verifica del traverso superiore (portale tipo 1)

Il traverso è sollecitato da flessione deviata: il massimo momento flettente verticale è pari a 120 daN*m mentre nel piano orizzontale è pari a 399 daN*m.

La sezione, 20*20 cm, è caratterizzata da:

$$\text{area pari a: } 20 \cdot 20 = 400 \text{ cm}^2$$

$$W = 1/6 \cdot 20 \cdot 20^2 = 1333 \text{ cm}^3$$

$$J = 1/12 \cdot 20 \cdot 20^3 = 13333 \text{ cm}^4$$

Combinando i due momenti flettenti ottengo:

$$\sigma = 120 \cdot 100 / 1333 + 399 \cdot 100 / 1333 = 39 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK}$$

A taglio la massima sollecitazione, combinando le sollecitazioni nei due piani, è pari a:

$$T = \sqrt{110^2 + 350^2} = 367 \text{ kg}$$

$$\text{A cui corrisponde una } \tau = 3/2 \cdot 367 / (20 \cdot 20) = 1.38 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK}$$

Verifica del traverso superiore (portale tipo 2)

Il traverso è sollecitato da flessione deviata: il massimo momento flettente nel piano verticale è pari a 180 daN*m mentre nel piano orizzontale è nullo.

La sezione, 20*10 cm, è caratterizzata da:

$$\text{area pari a: } 20 \cdot 10 = 200 \text{ cm}^2$$

$$W = 1/6 \cdot 10 \cdot 20^2 = 1333 \text{ cm}^3$$

$$J = 1/12 \cdot 10 \cdot 20^3 = 13333 \text{ cm}^4$$

Combinando i due momenti flettenti ottengo:

$$\sigma = 120.2 \cdot 100 / 1333 + 399 \cdot 100 / 1333 = 39 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK}$$

A taglio, la massima sollecitazione all'appoggio, combinando i due piani, è pari a:

$$T = \sqrt{110^2 + 350^2} = 367 \text{ kg}$$

$$\text{A cui corrisponde una } \tau = 3/2 \cdot 367 / (20 \cdot 20) = 1.38 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK}$$

Verifica della giunzione a terra del piedritto in legno

La suddetta giunzione, la cui geometria è descritta compiutamente negli elaborati grafici, si comporta come un giunto a raggiera e dovrà trasmettere alla fondazione le seguenti sollecitazioni:

un momento flettente pari a 1481 daN*m;

uno sforzo normale di compressione pari a 234 daN;

un taglio pari a 400 daN.

Le distanze dei bulloni passanti (ipotizzati di diametro 16 mm) rispetto al baricentro della bullonatura sono pari a:

$$d1 = 13.6 \text{ cm}$$

$$d2 = 9.22 \text{ cm}$$

$$d3 = 10 \text{ cm}$$

Lo sforzo massimo sollecitante il bullone più distante sarà quindi pari a:

$$T = 148100 \cdot 13.6 / (4 \cdot 13.6^2 + 2 \cdot 9.22^2 + 2 \cdot 10^2) = 1815 \text{ daN}$$

Tale sforzo causa una τ nel bullone pari a: $1815 / (2 \cdot 2.01) = 452 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK}$

Causa uno sforzo di rifollamento sul legno pari a: $1815 / (20 \cdot 1.6) = 56.72 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK}$

Causa uno sforzo di rifollamento sulle piastre in acciaio pari a: $1815 / (2 \cdot 0.80 \cdot 1.60) = 709 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK}$

A tali sforzi sono da aggiungere le sollecitazioni derivanti da tagli e sforzo normale ma queste, inducendo sollecitazioni unitarie pari a qualche unità, non portano le sollecitazioni testè determinate, piuttosto basse, a superare i tassi di lavoro ammissibili per i materiali adottati.

Verifica del moncone di IPE240

Le sollecitazioni agenti sono:

un momento flettente pari a 1481 daN*m;

uno sforzo normale di compressione pari a 234 daN;

un taglio pari a 400 daN

Ne deriva un tasso di lavoro pari a:

$$\sigma = 235 / 39.1 + 1481 \cdot 100 / 324 = 463,08 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK}$$

Si trascura la verifica a taglio in quanto pressoché influente.

Verifica dei tirafondi

Le sollecitazioni agenti sono:

momento flettente pari a 1481 daN*m;

sforzo normale di compressione pari a 234 daN;

taglio pari a 400 daN

La piastra di base è ancorata mediante 4 tirafondi realizzati in acciaio S235.
Lo sforzo in ogni tirafondo (si trascura lo sforzo normale in quanto favorevole) è pari a:

$F = 148100/36/2 = 2057 \text{ daN}$
essendo 36 cm la distanza tra i tirafondi.
Ne deriva una tensione di trazione/compressione pari a:
 $\sigma = 2057/1.92 = 1072 \text{ daN/cm}^2$
essendo 1.92 cm^2 l'area effettiva della barra filettata $\varnothing 18$

Il taglio origina nei 4 tirafondi una $\tau = 400/4/1.92 = 52 \text{ daN/cm}^2$

La tensione ideale risultante (Von Mises) è quindi pari a:
 $\sigma = \sqrt{1072^2 + 3 \cdot 52^2} = 1076 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK}$

Si evidenzia la necessità, dopo la messa in bolla dei portali, di sigillare il vuoto tra piastra di base e fondazione con Emaco colabile S55.

Verifica della fondazione dei piedritti tipo 1

Le sollecitazioni provenienti dai piedritti sono pari a:

$$M = 2 \cdot 1481 = 2962 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$N = 2 \cdot 234 = 468 \text{ daN}$$

Le dimensioni della trave di fondazione sono pari a: $4.70 \cdot 1.20 \cdot 0.50 \text{ mt}$ con un peso pari a: 7050 daN

Il carico verticale totale è quindi pari a: $468 + 7050 = 7518 \text{ daN}$

Con equazione di equilibrio rispetto al p.to di rotazione ottengo:

$$M_{rib} = 2962 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{stab} = 468 \cdot 0.90 + 7050 \cdot 0.60 = 4651.2$$

Il coeff. di sicurezza a ribaltamento risulta quindi pari a: $4651.2/2962 = 1.57 > 1.5 \text{ OK}$

L'eccentricità rispetto al p.to di rotazione è pari a : $(4651.2 - 2962)/7518 = 0.224 \text{ mt}$

La tensione indotta sul terreno è quindi pari a :
 $\sigma_t = 2 \cdot 7518/470/22.4/3 = 0.476 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK}$

Per l'armatura metallica, vedi elaborato grafico allegato.

Verifica della fondazione dei piedritti tipo 2

L'unica sollecitazione proveniente dai piedritti tipo 2 è un carico verticale pari a:

$$N = 254 \text{ daN}$$

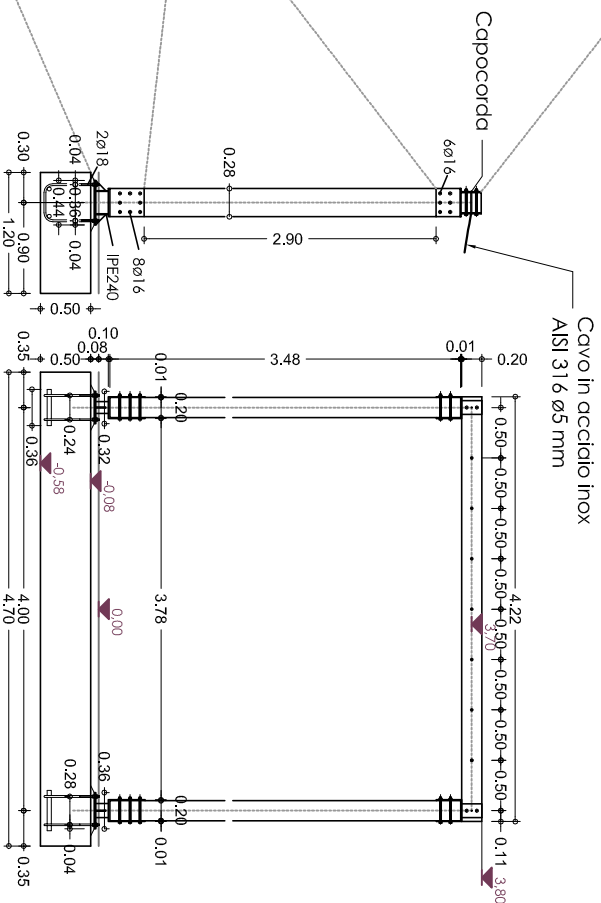
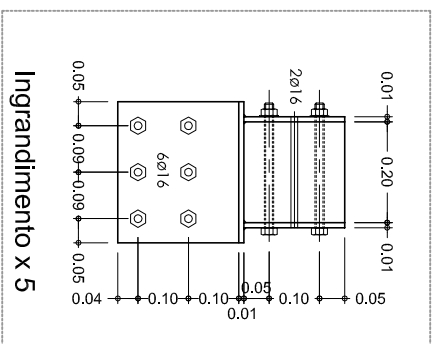
Il peso proprio della fondazione è pari a: $1.00 \cdot 0.70 \cdot 0.50 \cdot 2500 = 875 \text{ daN}$

Per un carico totale pari a: $254 + 875 = 1129 \text{ daN}$

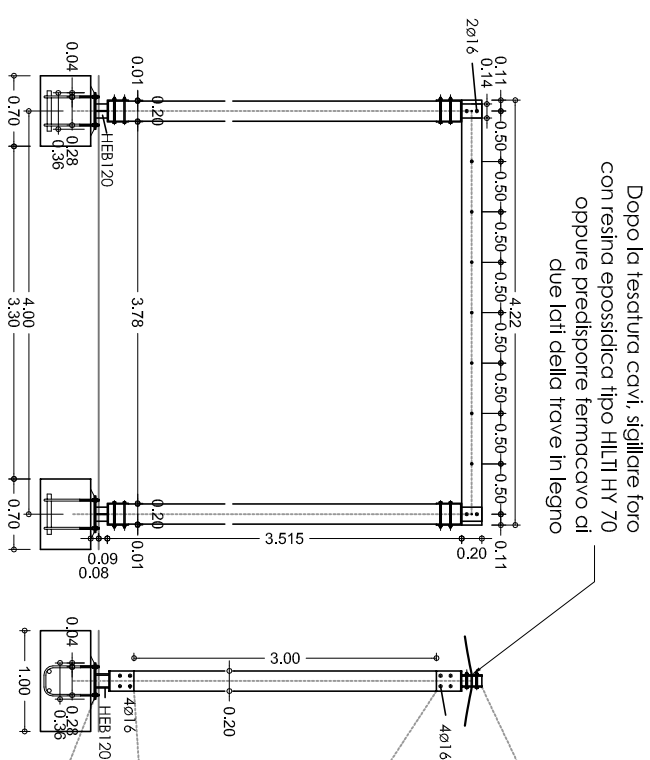
La pressione unitaria sul terreno è pari a:
 $S = 1129/70/100 = 0.17 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK}$

Per l'armatura metallica, vedi elaborato grafico allegato.

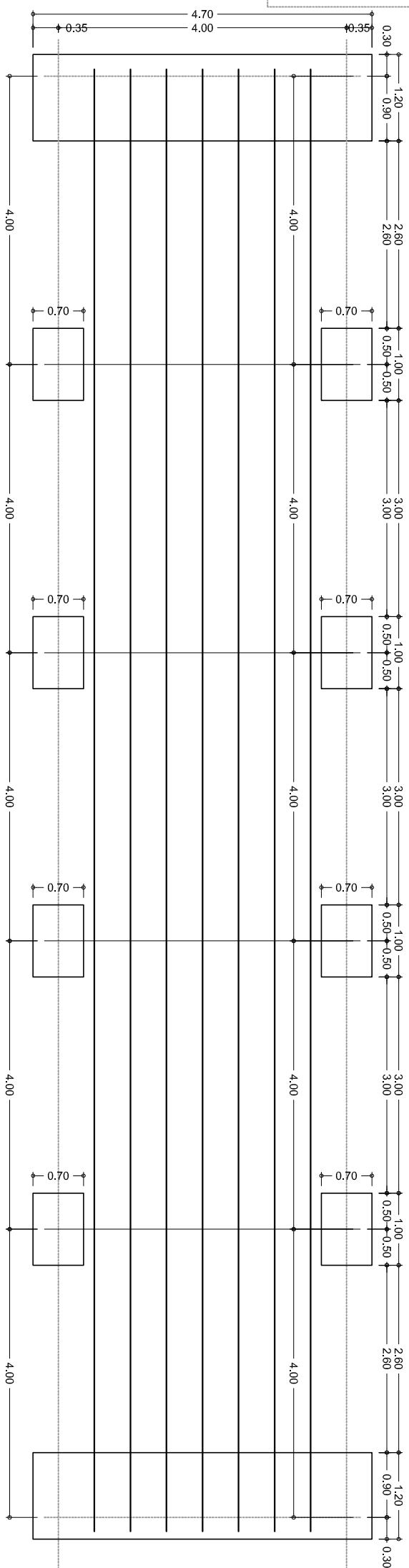
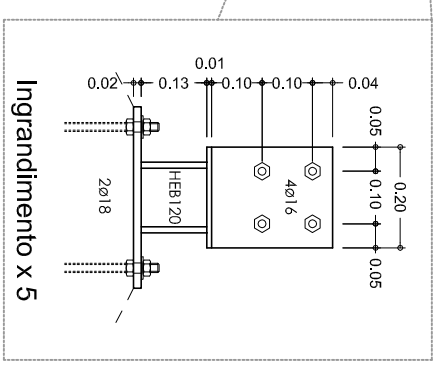
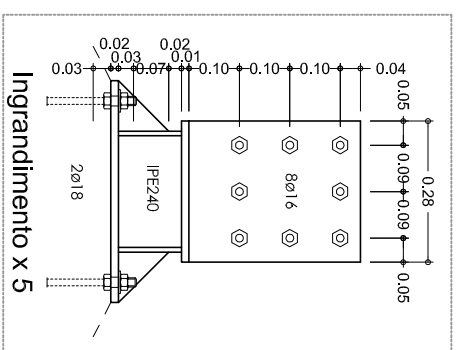
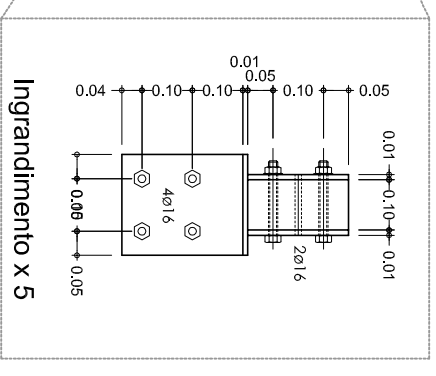
Pergolato Centro Civico in legno lamellare - Schema Tipo Progetto Strutturale - scala 1:75



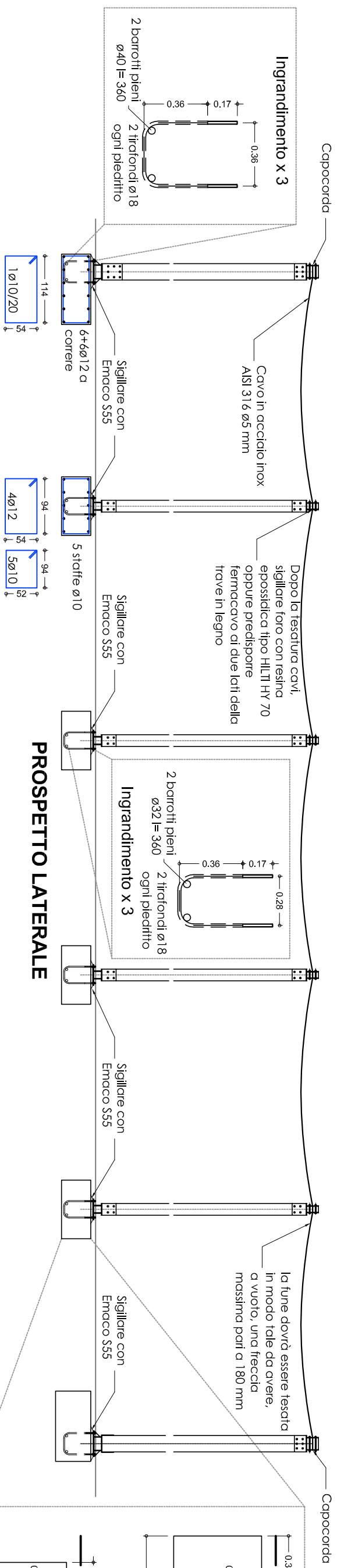
PORTALI 1 E 5



PORTALI 2, 3 E 4



PLANIMETRIA GENERALE



PROSPETTO LATERALE

