

**COMUNE DI PALERMO**

Settore opere Pubbliche

Servizio Viabilità


VALIDAZIONE

PROT. 18/S.I.T. DEL 19 SET. 2005

Il Responsabile Unico
del Procedimento
Cabo Area
Infrastrutture e territorio
Ing. Di Mauro

Progetto per il completamento dei lavori di costruzione del raddoppio della strada di Palermo - 2° stralcio - lotto B - da via Altofonte e via Belgio. Decreto di trasferimento del Commissario ad Acta n : 2514 del 24/03/1994. Progetto ex Agensud 32/8/B.

Progetto svincolo di via Perpignano. Sovrappassi pedonali.

	PROGETTO ESECUTIVO		
	ELABORATO:		
NUMERO TAVOLA:	Relazione di calcolo complementi strutturali		
R.8.3	SCALA:	DATA  SET. 2005	

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Il Coordinatore: Ing. Massimo Verga

Ing. Marisa Bellomo

Geol. Giuseppe Vinti

E.G geom. Filippo Aragona

E.G geom. Arch. Antonino Salamone

E.G geom. Giovanni Seghini

E.Prog. Dario Gueci

Arch. Gabriella Minaudo

CONSULENTE PER LE STRUTTURE:

Prof. Scibilia Ing. Nunzio

CONSULENTE PER LA GEOTECNICA:

Ing. Giovanni Margiotta

CONSULENTE PER GLI IMPIANTI:

Ing. Edoardo Romano

VISTI:

Rilievo planoaltimetrico:

Geom. Giuseppe La Spesa

Geom. Salvatore Simonetti

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL SOTTOPASSO DELLE CARREGGiate CENTRALI DELLA VIA REGIONE SICILIANA, ALL'INCROCIO CON LA VIA PERPIGNANO

RELAZIONE DI CALCOLO DI ALCUNI ELEMENTI STRUTTURALI

Premesse

Nell'ambito della progettazione delle opere afferenti alla REALIZZAZIONE DEL SOTTOPASSO DELLE CARREGGiate CENTRALI DELLA VIA REGIONE SICILIANA, ALL'INCROCIO CON LA VIA PERPIGNANO si è presentata la necessità di procedere alla verifica di alcuni elementi strutturali di secondo ordine che di seguito si descrivono:

PARTE I

- verifiche statiche dei pali elettrici sulla piazza e sulle discenderie e verifica dei relativi ancoraggi;
- verifiche statiche dei sostegni del vetro tipo "Blindovis" posti a protezione dei passaggi pedonali sul sovrappasso;

PARTE II

- verifica dei sistemi di contrasto dei tiranti per le paratie provvisorie e per le paratie definitive;

PARTE III

- verifica dei montanti della ringhiera della passerella;

Normativa di riferimento

Decreto 4 maggio 1990. Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali

D.M. 14 febbraio 1992. Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche salvo che per i materiali e prodotti, le azioni ed il collaudo statico per i quali valgono le indicazioni riportate nella Sezione I del D.M. 9/1/96, nonché gli Allegati per i quali valgono quelli uniti al D.M. 9/1/96.

D.M. 9 gennaio 96. Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche - Parte II.

CNR-UNI 10011-88. Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

CNR 10022-84. Profilati d'acciaio formati a freddo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.

Queste ultime (istruzioni CNR 10011 e 10022) sono espressamente citate nel D.M. 9/1/96

Decreto 16 Gennaio 1996. Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" (Suppl. Ord. alla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 5 febbraio 1996).

A termini del decreto sopracitato le azioni da considerare nelle costruzioni comprendono in genere: pesi propri degli elementi costituenti la struttura, carichi permanenti, sovraccarichi variabili, variazioni termiche e igrometriche, cedimenti di vincoli, azioni sismiche e dinamiche in genere, azioni eccezionali. Tutti i carichi saranno considerati agire staticamente. I sovraccarichi orizzontali lineari vanno applicati a pareti alla quota di 1.20 m dal rispettivo piano di calpestio. Nel caso in esame i carichi considerati sono: il peso proprio ed la spinta del vento (per quanto riguarda la spinta del vento, attesa la particolare tipologia delle strutture, si farà riferimento anche al D.M. 4 maggio 1990).

PARTE I

Verifiche statiche degli ancoraggi dei pali elettrici sulla piazza e sulle discenderie e dei montanti posti a sostegno del vetro tipo "Blindovis" a protezione dei passaggi pedonali sul sovrappasso.

Descrizione delle strutture

Sulla piazza, che si realizzerà contestualmente allo svincolo, e lungo le carreggiate laterali di monte e valle, si prevede la posa in opera di elementi palo artistici alti 8 metri a braccio, mentre in corrispondenza delle discenderie sono previsti pali alti 12 m. I montanti posti a sostegno del vetro tipo "Blindovis" a protezione dei passaggi pedonali sul sovrappasso saranno realizzati con profilati HEB 100 alti 2 m e posti a distanza di 1,5 m.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Piastre acciaio: Fe430 ($\sigma_{ad} = 1.900 \text{ Kg/cm}^2$; $\tau_{ad} = 1.100 \text{ Kg/cm}^2$ - cond. car. 1)

Calcestruzzo: Rbk > 30 MPa

Rbk > 40 MPa (impalcato stradale cavalcavia)

ANALISI DEI CARICHI

I pali saranno soggetti da un punto di vista statico all'azione del peso proprio e a quella del vento, i montanti a sostegno del vetro tipo "Blindovis" a protezione dei passaggi pedonali sul sovrappasso saranno inoltre soggetti ad un carico orizzontale distribuito applicato ad un'altezza pari a 1,2 m pari a 150 Kg/m così come previsto dal D.M. 16/01/96.

Poiché le condizioni di carico dovute all'azione del vento calcolate considerando i criteri indicati dal Decreto 4 maggio 1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali" risultano più gravose rispetto a quelle indicate dal Decreto 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi", nelle verifiche si farà riferimento alle prime.

Si considera pertanto un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente alle superfici interessate, pari a 250 Kg/mq.

DIMENSIONAMENTO DEL NODO PALO-FONDAZIONE

In generale il calcolo del nodo colonna-fondazione si conduce eseguendo quattro verifiche:

- schiacciamento sul calcestruzzo;
- dimensionamento della piastra;
- taglio sui tirafondi;
- trazione e sfilamento dei tirafondi tesi.

Verifica di schiacciamento del calcestruzzo

La prima verifica è stata eseguita considerando una sezione in c.a di dimensioni pari a quelle della piastra e armature corrispondenti alle sezioni dei tirafondi.

Sulla scorta dei risultati ottenuti considerando i seguenti momenti al piede:

- | | |
|--------------------------------|---|
| - pali di altezza pari ad 8 m | $M = 1.600 \text{ Kg m}$ |
| - pali di altezza pari ad 12 m | $M = 5.460 \text{ Kg m}$ |
| - montanti HEB100 | $M_{\text{vento}} = 750 \text{ Kg m}$ |
| | $M_{\text{pubbl}} = 270 \text{ Kg m}$ |
| | $M_{\text{vento}} = 1.020 \text{ Kg m}$ |

si è scelto di adottare:

- per i pali di altezza pari ad 8 m piastre di dimensioni 40x40 cm, ($s = 20 \text{ mm}$) con quattro "tirafondi chimici" $\Phi 16$ (tipo HILTI);
- per i pali di altezza pari ad 12 m piastre di dimensioni 45x45 cm ($s = 15 \text{ mm}$) con quattro "tirafondi chimici" $\Phi 20$ (tipo HILTI);
- per ognuno dei montanti HEB100, posti ad interasse di 1,5 m lungo il margine esterno del solettone e tra i quali saranno intercalate le lastre di vetro stratificato antimazza di altezza pari ad 2 m, piastre di dimensioni 25x25 cm con quattro "tirafondi chimici" $\Phi 12$ (tipo HILTI).

Per le caratteristiche geometriche delle piastre e per i risultati dei calcoli si rimanda ai tabulati ed ai disegni allegati.

Verifica della piastra metallica di contatto

Per quanto riguarda la seconda verifica, la piastra metallica di contatto è stata dimensionata come mensola incastrata agli elementi di colonna e soggetta al carico distribuito di reazione del calcestruzzo di contatto (o al carico concentrato dei tirafondi).

Le mensole di calcolo per il caso di piastra semplice o semplicemente irrigidita si considerano pari:

allo sbalzo reale più il 20% dell'ala di irrigidimento, per lo sbalzo parallelo alle ali della colonna;

allo sbalzo reale computato dall'asse delle ali, per lo sbalzo ortogonale a queste ultime.

Piastra Pali 8 m	
carico verticale =	4453kg
momento	45243Kg cm
base	40cm
altezza	2cm
sforzo σ =	1696,613kg/cmq
sforzo τ =	55,6625kg/cmq

Piastra Pali 12 m	
carico verticale =	12546kg
momento	132762Kg cm
Base piastra	45cm
Altezza piastra	3,5cm
Spessore irrig.	1,5cm
Altezza irrig.	12,5cm
sforzo σ =	1596kg/cmq
sforzo τ =	145,46kg/cmq

Piastra Parapetto	
carico verticale =	12546kg
momento	25338Kg cm
base	25cm
altezza	2cm
sforzo σ =	1520,28kg/cmq
sforzo τ =	250,92kg/cmq

Verifica a taglio sui tirafondi

- pali di altezza pari ad 8 m (quattro "tirafondi chimici" $\Phi 16$):

$$T = 280 \text{ Kg} \qquad A_{\text{res}} = 157 \text{ mm}^2 \qquad \tau = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

- pali di altezza pari ad 12 m (quattro "tirafondi chimici" $\Phi 20$):

$$T = 710 \text{ Kg} \qquad A_{\text{res}} = 245 \text{ mm}^2 \qquad \tau = 73 \text{ Kg/cm}^2$$

- montanti HEB100 (quattro "tirafondi chimici" $\Phi 12$)

$$T = 975 \text{ Kg}$$

$$A_{\text{res}} = 84 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 276 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifica a trazione e sfilamento dei tirafondi tesi

La lunghezza di ancoraggio dei tirafondi chimici sarà determinata in funzione delle caratteristiche della malta di iniezione e del conglomerato cementizio tenendo conto dei seguenti valori di sforzo normale di sfilamento su ciascuno dei tirafondi tesi:

- pali di altezza pari ad 8 m (quattro "tirafondi chimici" $\Phi 16$):

$$N = 2.457 \text{ Kg}$$

- pali di altezza pari ad 12 m (quattro "tirafondi chimici" $\Phi 20$)

$$N = 7.442 \text{ Kg}$$

- montanti HEB100 (quattro "tirafondi chimici" $\Phi 12$)

$$N = 2.562 \text{ Kg}$$

Titolo : **piastro di base pali H=8 m**

N° figure elementari **1** Zoom

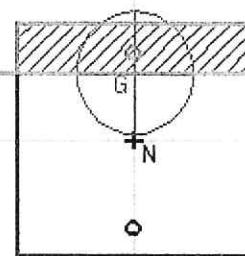
N° strati barre **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	5
2	4,02	35

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. **→** Metodo n

N _{Sd}	0	2 kN
M _{xSd}	0	16 kNm
M _{ySd}	0	0

P.to applicazione N

- ☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]
- xN **0**
 yN **0**

Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

FeB44k

C30/37

ε_{su}	10 ‰	ε_{cu}	3,5
f_{yd}	373,9 N/mm²	f_{cd}	18,75
E_s	200.000 N/mm²	α	0,85 ?
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ε_{syd}	1,870 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,6933
		τ_{cl}	2,029

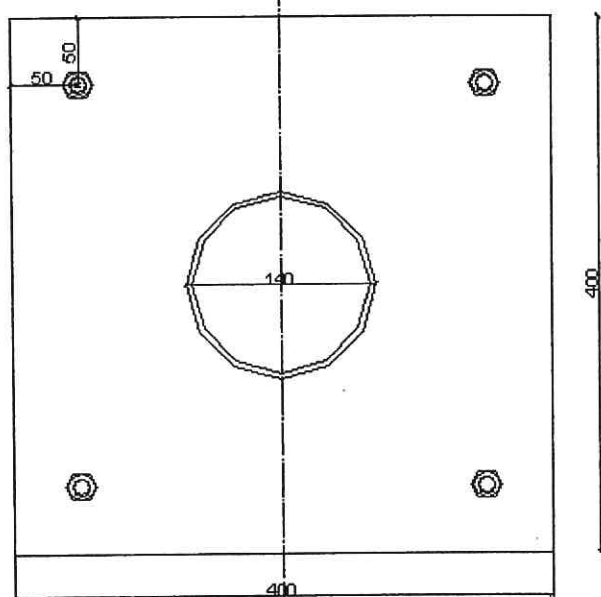
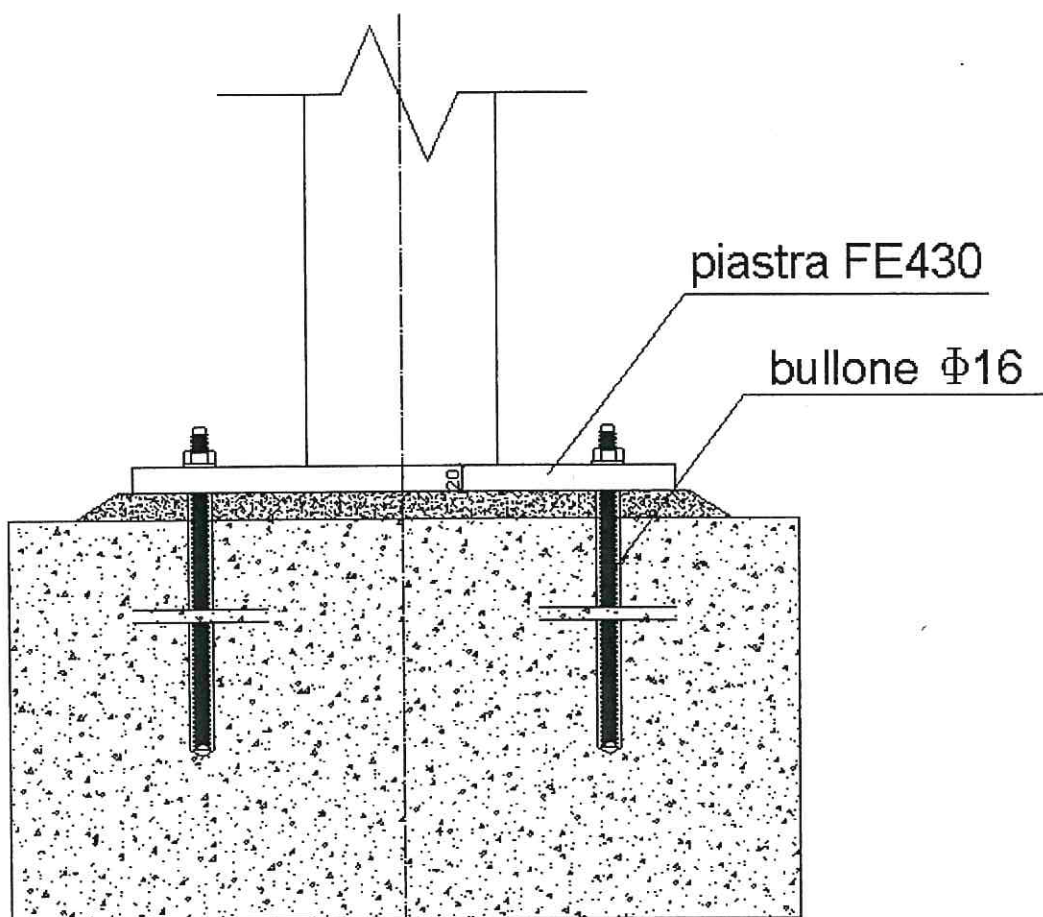
σ_c	-2,619 N/mm²
σ_s	122,2 N/mm²

Verifica

N° iterazioni:

4

d	35,00	cm
x	8,519	x/d 0,2434
		δ 0,7442



palo 8 m

Titolo : piastra di base pali H=12 m

N° figure elementari 1 Zoom

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	45	45

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,28	5
2	6,28	40

Sollecitazioni

S.L.U.



Metodo n

N _{Sd}	0	3	kN
M _{xSd}	0	54,6	kNm
M _{ySd}	0	0	

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

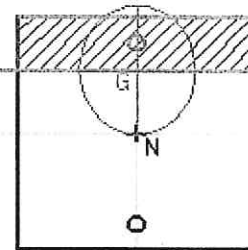
☐ Coord.[cm]

xN

yN

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

FeB44k	C30/37
ε_{su} 10 ‰	ε_{cu} 3,5
f_{yd} 373,9 N/mm²	f_{cd} 18,75
E_s 200.000 N/mm²	α 0,85
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,870 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11,5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,6933
	τ_{cl} 2,029

σ_c -5,444 N/mm²

σ_s 237,0 N/mm²

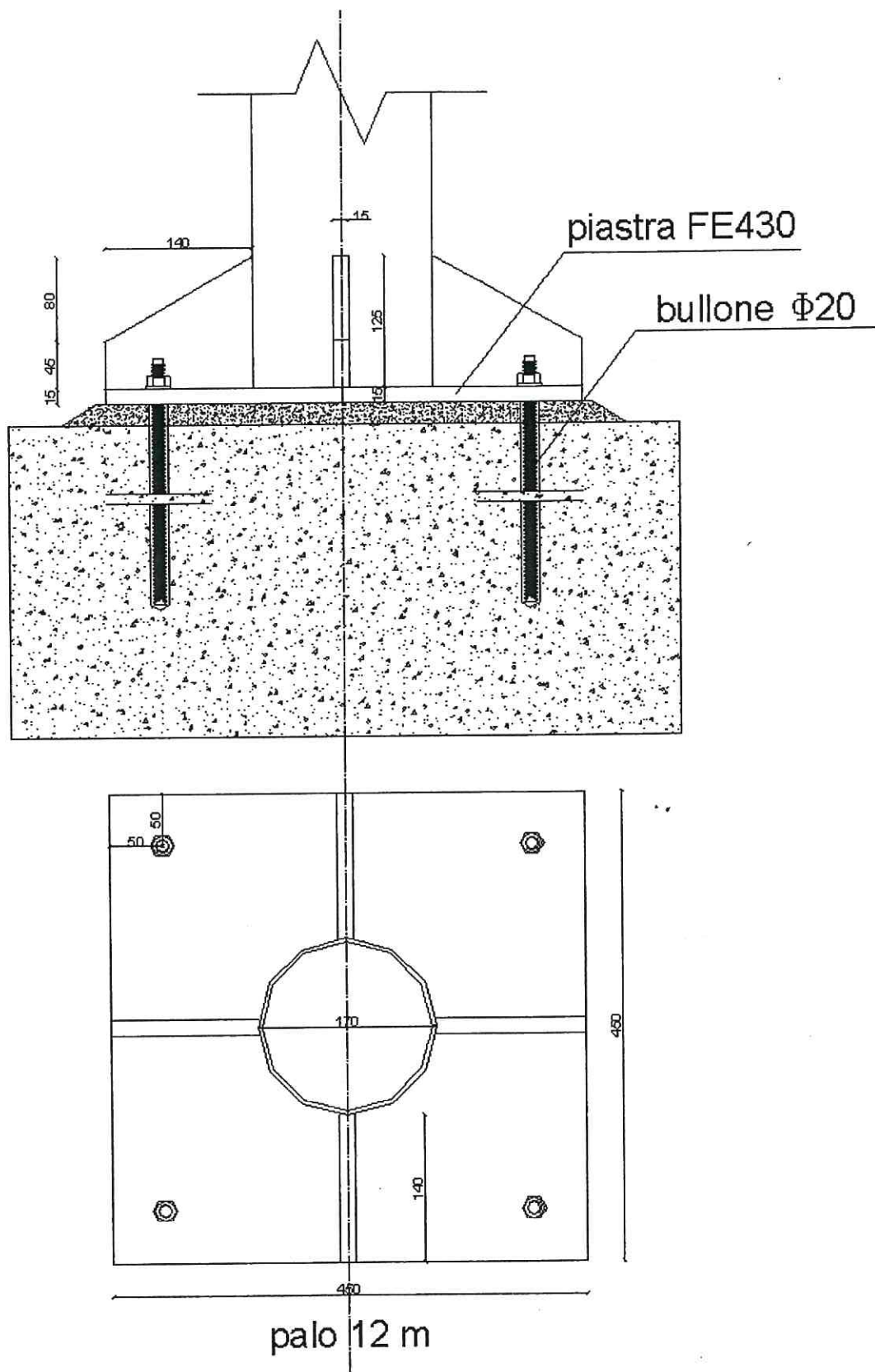
Verifica

N° iterazioni: 4

d 40,00 cm

x 10,25 x/d 0,2563

δ 0,7604



Titolo : **piastra di base montante parapetto**

N° figure elementari **1** Zoom

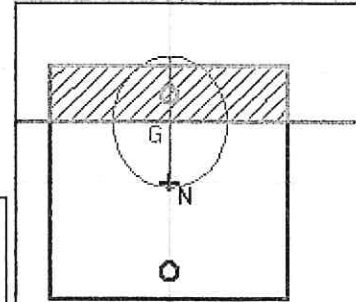
N° strati barre **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	3
2	2,26	22

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Sd}	0	0,41	kN
M _{xSd}	0	10,2	kNm
M _{ySd}	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

xN

yN

Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

FeB44k		C35/45	
ε_{su}	10 ‰	ε_{cu}	3,5
f_{yd}	373,9 N/mm²	f_{cd}	21,88
E_s	200.000 N/mm²	α	0,85
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ε_{syd}	1,870 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

σ_c -5,639 N/mm²

σ_s 226,7 N/mm²

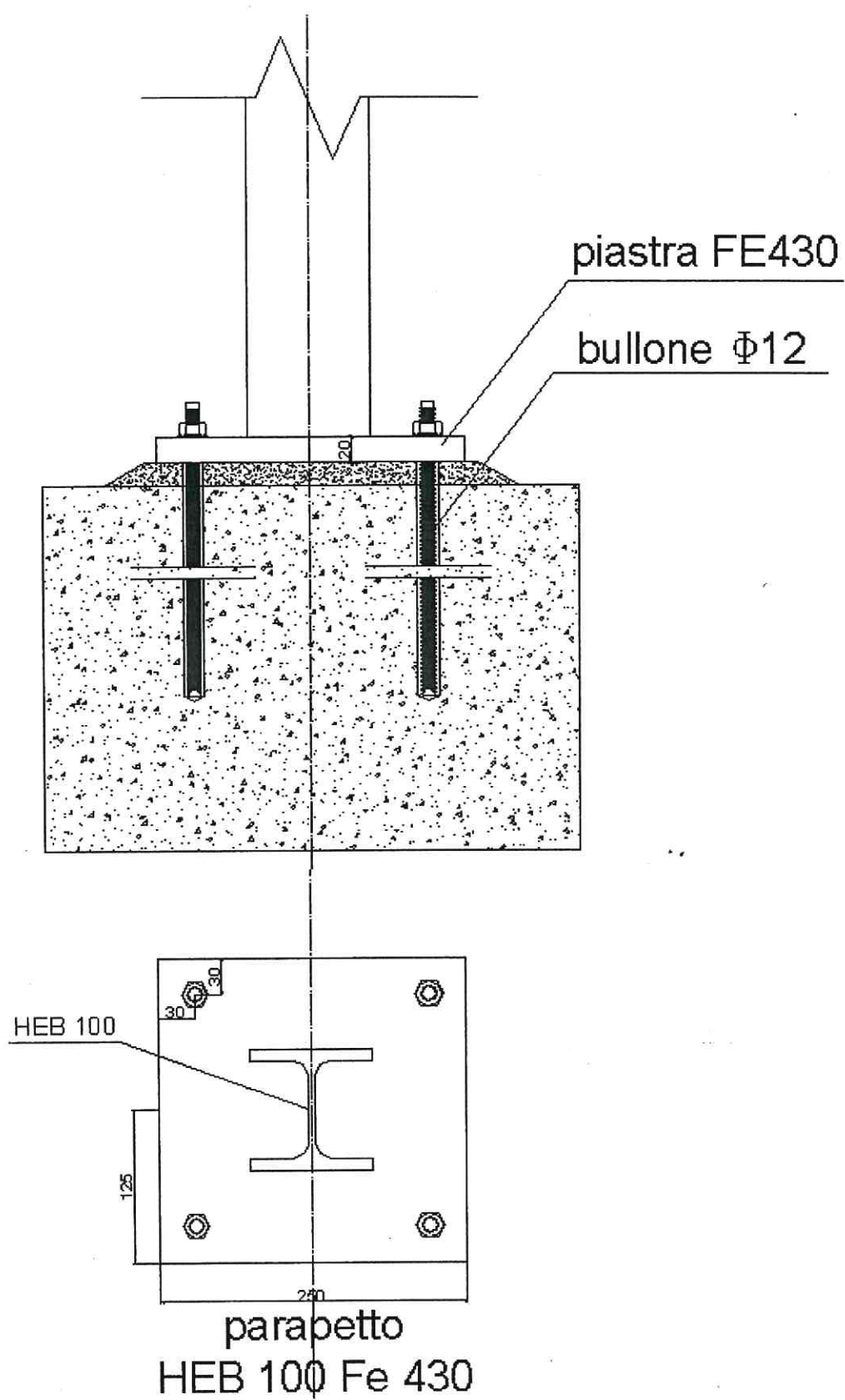
Verifica

N° iterazioni: 4

d 22,00 cm

x 5,978 x/d 0,2717

δ 0,7796



PARTE II

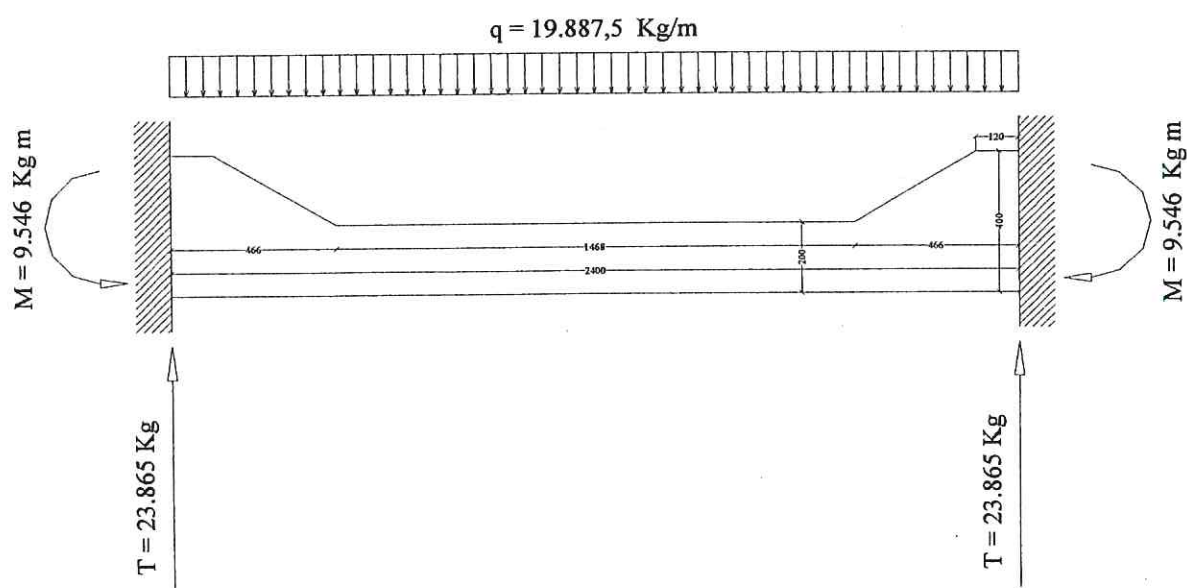
CONTRASTO TIRANTI PARATIA DEFINITIVA

Le paratie che delimitano lateralmente, a monte e a valle, le due discenderie, come specificato nella *Relazione geotecnica*, sono realizzate con pali in c.a. $\Phi 100$ trivellati con interasse di 1,2 m. La soluzione adottata prevede l'utilizzo di tiranti definitivi inseriti tra i pali ad una distanza di 3 m dalla testa dei questi ultimi ed inclinati verso il basso di 15° . Lo schema di paratia tirantata sarà mantenuto su entrambi i lati delle discenderie.

I tiranti saranno realizzati con barre Tipo Dywidag $\Phi 32$ e posti ad interasse di 2,4 m.

Il contrasto sulla paratia di pali è realizzato con una trave in c.a. a sezione variabile, con base pari a 60 cm ed altezza compresa tra 40 cm (in corrispondenza del punto di inserimento del tirante) e di 20 cm in mezzzeria. Lo schema statico adottato, considerata la simmetria della geometria e dei carichi, è quello di trave incastrata – incastrata con carico distribuito uniformemente.

La forza di trazione esercitata dal tirante è pari a 47.730 Kg; pertanto la trave di contrasto, che, come mostrato nella figura seguente, ha una luce di 2,4 m, risulta caricata con un carico distribuito pari a $q = 19.887,5 \text{ Kg/m}$.



Schema statico della trave di contrasto in c.a.

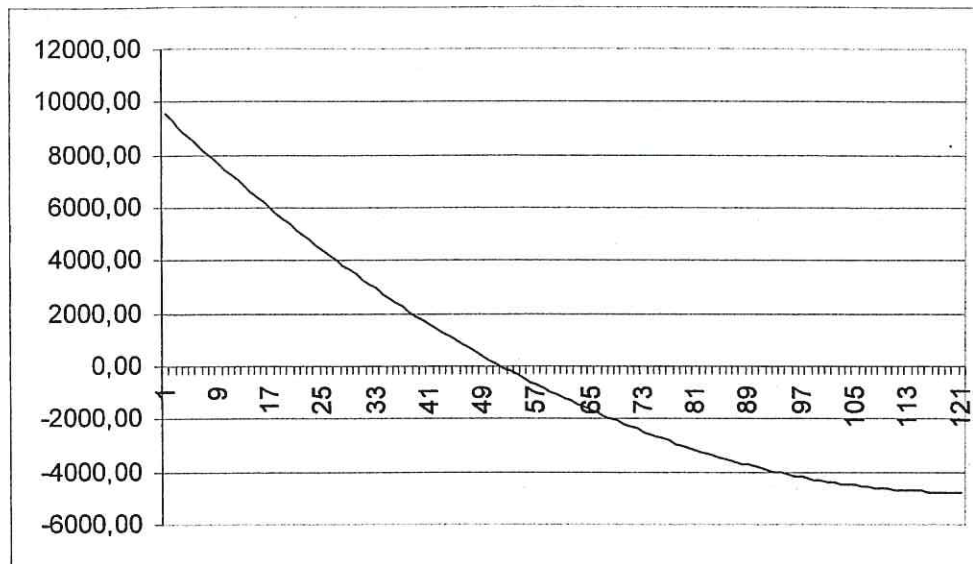
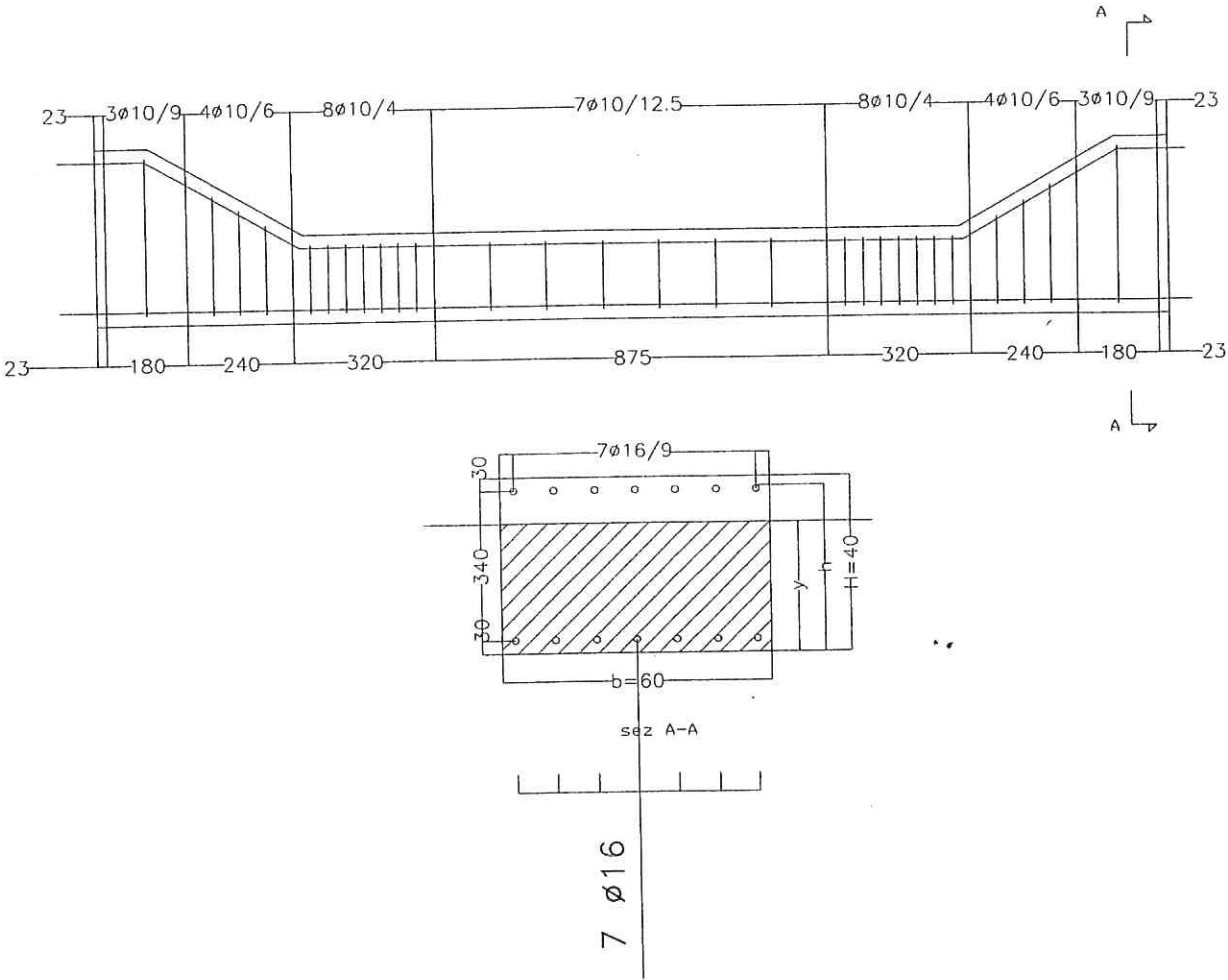


Diagramma dei momenti per la trave di contrasto in c.a.

La trave verrà armata simmetricamente a flessione per l'intera lunghezza con 7 ferri $\phi 16$ FeB44K.

VERIFICA A TAGLIO

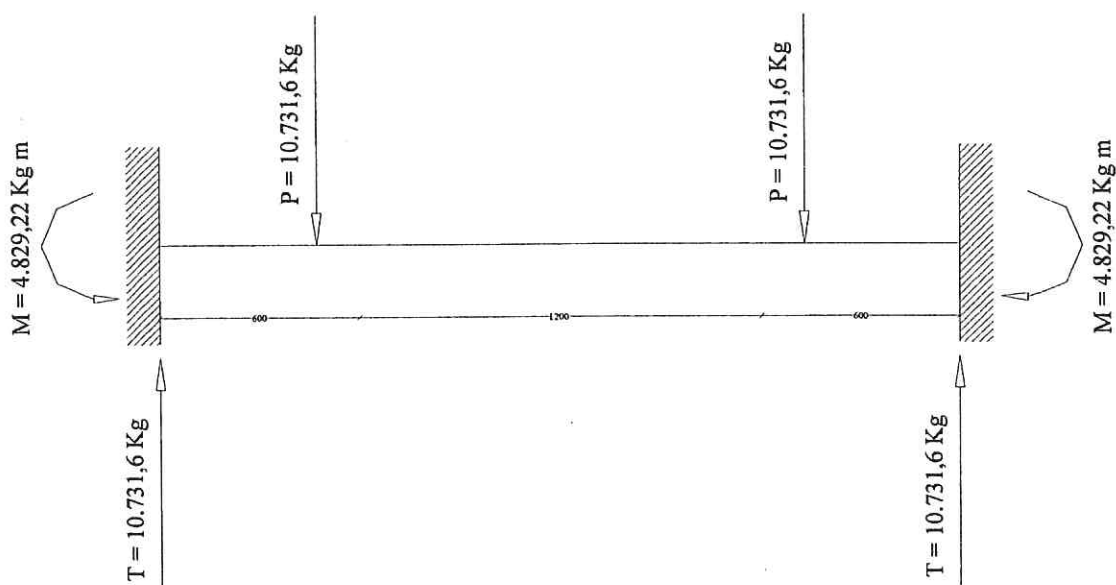


CONTRASTO TIRANTI PARATIA PROVVISORIA

Come specificato nella *Relazione geotecnica*, per la paratia provvisoria, realizzata con pali in acciaio $\Phi 800$ di spessore $s = 10$ mm posti ad interasse di 1,2 m, si adotterà la soluzione dei tiranti di testa per le altezze comprese tra 9 e 5 metri. Ciò consentirà di mantenere in esercizio, durante i lavori di realizzazione del sottopasso, tre carreggiate su quattro.

I tiranti provvisori saranno realizzati con barre Tipo Dywidag $\Phi 32$ e, posti ad interasse di 2,4 m, collegheranno le teste dei pali della paratia provvisoria con il cordolo di testa della paratia di pali $\Phi 100$ in c.a. che delimiterà la discenderia.

Ogni tirante provvisorio è sollecitato da una forza pari a $N = 21.463,2$ Kg; pertanto, considerando un sistema di contrasto continuo che collega tutte le estremità dei tiranti e costituito da due travi IPE binate, lo schema di calcolo può essere ricondotto, anche in questo caso, a quello di trave incastrata – incastrata caricata con luce pari a 2,4 m e caricata simmetricamente con due carichi concentrati pari a $N/2$ (azione trasmessa dai pali in acciaio sulle travi di contrasto) posti rispettivamente a 0,6 m dagli incastri (vedi figura seguente).



Schema statico della trave di contrasto in acciaio.

Poiché il contrasto, come specificato in precedenza, sarà realizzato con due travi IPE binate, per la singola trave otteniamo valori di momenti indicati in figura

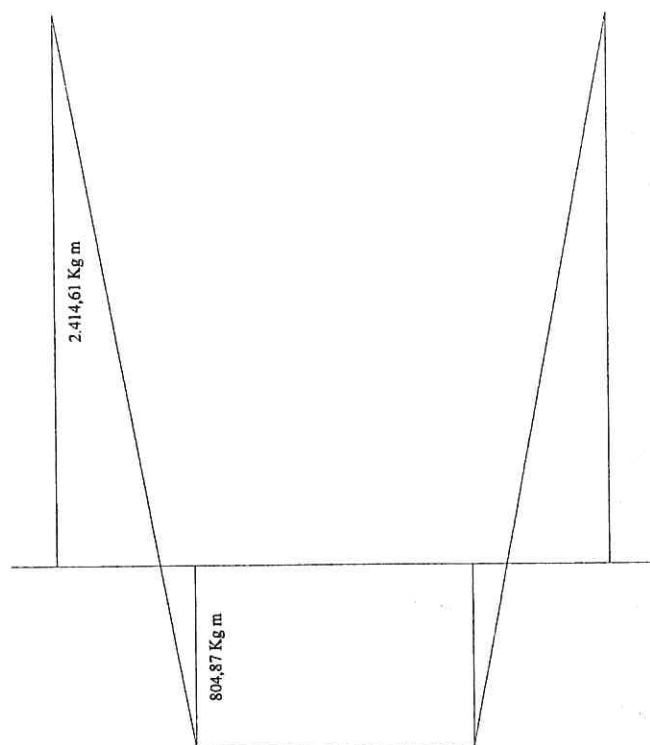


Diagramma dei momenti per la trave di contrasto in acciaio.

Si adotteranno pertanto due travi IPE180 Fe430 ($W_x = 146,3 \text{ cm}^3$).

Irrigidimenti dell'anima

Le nervature di irrigidimento dell'anima in corrispondenza delle sezioni delle travi binate IPE180 di contrasto in cui sono applicati i carichi concentrati trasmessi dai tiranti e dai pali F800 della paratia provvisoria sono stati verificati al carico di punta per l'intera azione localizzata (CNR-UNI 10011/88).

A vantaggio di sicurezza, si è trascurato il contributo fornito dalla porzione dell'anima adiacente agli irrigidimenti e si è considerata una lunghezza libera di inflessione pari all'altezza effettiva di questi ultimi.

Considerando elementi di irrigidimento prismatici in acciaio Fe430 di altezza pari a 180 mm e base di 91x6 mmq (si sceglie uno spessore dell'elemento di irrigidimento pari almeno a quello dell'anima) si ottiene un coefficiente di amplificazione dello sforzo normale pari ad 1. L'elemento risulta pertanto tozzo e può essere verificato a semplice compressione per un valore di carico normale pari a

$$N = T/4 = 21.463,2 \text{ Kg} / 4 = 5.365,8 \text{ Kg}$$

da cui:

$$\sigma = 5.365,8 \text{ Kg} / (9,1 \times 0,6) = 983 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 1900 \text{ Kg/cm}^2$$

Per ogni trave IPE180 verranno pertanto posti due irrigidimenti in posizione simmetrica rispetto al tirante e prossimi a questo, ed un irrigidimento in corrispondenza dei punti di contatto palo-trave di contrasto.

Piastre di connessione

Il corrente superiore e quello inferiore saranno realizzati con profili IPE180 della lunghezza di 2,4 m giuntati in mezzzeria tra i due tiranti; detta sezione è compresa in un tratto di lunghezza pari a 1,2 m in cui il momento ha valore costante pari a 805 Kg m ed il taglio risulta nullo.

Si è scelto di realizzare un'unica piastra in acciaio Fe430 di dimensioni 232x240 mm² e spessore 8 mm che funge al contempo da connessione longitudinale, per la trasmissione del momento, e da collegamento trasversale tra i due correnti per garantire una maggiore stabilità allo svergolamento.

A vantaggio di sicurezza, si prevede, nonostante il taglio risulti nullo e l'altezza dell'anima ridotta, una connessione in corrispondenza dell'anima con una piastra in acciaio Fe430 182x106 mm².

Le connessioni sono realizzate tutte con bulloni M12 classe 8.8 ($\sigma_{b,adm} = 373 \text{ N/mm}^2$; $\tau_{b,adm} = 264 \text{ N/mm}^2$).

Calcolo dei bulloni

Per il calcolo dei bulloni la sollecitazione tagliente si considera trasmessa integralmente dai bulloni dei coprigiunti dell'anima mentre il momento è assorbito dai bulloni dei coprigiunti che collegano le ali, si trascura quindi, a vantaggio di sicurezza e data l'esiguità dell'altezza della trave, il contributo fornito dai bulloni dei coprigiunti dell'anima.

Verifica del collegamento a taglio derivante da flessione:

poiché sulla singola trave agisce in mezzzeria, sezione in corrispondenza della quale si realizzerà la connessione bullonata, un momento pari a $M = 805 \text{ Kg m}$, i bulloni dovranno essere verificati per un taglio pari a $F = M/d = 805/0,18 = 4.473 \text{ Kg}$.

Considerando 4 bulloni M12 classe 8.8 con area resistente $A_{res} = 84 \text{ mm}^2$ otteniamo valori di taglio $\tau = 1332 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{ad} = 2640 \text{ Kg/cm}^2$.

Verifica della geometria dei fori

I fori, che avranno un diametro di 13 mm, considerata come previsto dalle norme una tolleranza di 1 mm, dovranno rispettare nella distanza reciproca e nella distanza dai bordi della piastra alcune le prescrizioni. La verifica della rispondenza a queste ultime è evidenziata nelle tabella seguente.

$p = 40[\text{mm}]$ distanza tra centri di bulloni contigui
 $a = 40[\text{mm}]$ distanza dal centro di un bullone al margine degli elementi da collegare nella direzione dello sforzo
 $a_1 = 25,5[\text{mm}]$ distanza dal centro di un bullone al margine degli elementi da collegare nella direzione ortogonale allo sforzo
 $t_1 = 8[\text{mm}]$ minore degli spessori degli elementi collegati
 $d = 12[\text{mm}]$ diametro bullone

$p/d = 3,33$	$10 > p/d > 3$
$a/d = 3,33$	$3 > a/d > 2$
$a_1/d = 2,13$	$3 > a_1/d > 1,5$
$p/t_1 = 5,00$	$p/t_1 < 15$ per elementi compressi; < 25 per elementi tesi
$a/t_1 = 5,00$	$a/t_1 < 6$ (< 9 se il margine è irrigidito)
$a_1/t_1 = 3,19$	$a_1/t_1 < 6$ (< 9 se il margine è irrigidito)

Verifica della sezione forata in corrispondenza delle giunzioni

La verifica a flessione delle travi in corrispondenza delle giunzioni bullonate è stata eseguita tenendo conto del momento d'inerzia della sezione con la detrazione dei fori. Il calcolo, eseguito deducendo dal momento d'inerzia della sezione IPE 180 lorda il momento d'inerzia delle aree dei fori rispetto all'asse baricentrico della stessa sezione lorda (CNR-UNI 10011, 5.3.5), ha fornito, per valori del momento pari a $M = 805 \text{ Kgm}$, tensioni massime

$$\sigma_{max} = 640 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{adm}.$$

Verifica a rifollamento della lamiera

La tensione massima di contatto tra bullone e lamiera viene convenzionalmente valutata come rapporto tra la forza trasmessa ed un'area pari al prodotto dello spessore t della lamiera per il diametro d del bullone. Questa tensione, grazie al contenimento laterale della lamiera non elasticizzata, può essere notevolmente

maggiore della tensione di snervamento. Il limite massimo è condizionato dalla distanza tra i fori e soprattutto dalla distanza del foro dal bordo.

Nel caso in esame la tensione di contatto vale:

spessore lamiera $t = 8 \text{ mm}$

diametro bullone $d = 12 \text{ mm}$

taglio sul bullone ($T = F/4$) $T = 11.190 \text{ N}$

$$f_{\text{contatto}} = T / (d t) = 116,56 \text{ N/mm}^2$$

Per la normativa italiana, la resistenza massima a rifollamento è pari ad $a f_d$, essendo f_d la resistenza di progetto della lamiera ed a un coefficiente pari ad e/d e comunque non maggiore di 2.5. Operando conformemente allo stato limite elastico, la resistenza a rifollamento è quindi pari ad $a f_y d t$ (tensione di snervamento per Fe430 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$).

Da cui la resistenza massima di rifollamento risulta::

spessore lamiera $t = 8 \text{ mm}$

distanza centro del bullone - margine nella direzione dello sforzo $e = 31 \text{ mm}$

diametro bullone $d = 12 \text{ mm}$

tensione di snervamento per Fe430 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

$$f_{\text{rifollamento}} = a f_y d t = 68.112 \text{ N} > T = 11.190 \text{ N}$$

PARTE III

Verifica dei montanti della ringhiera della passerella

Per la verifica locale della ringhiera della passerella si è considerato un carico orizzontale applicato al bordo superiore (90 cm) del mancorrente pari a 1,50 KN/m (150 Kg/m) (D.M. 16/01/96).

La verifica dei montanti, costituiti da due ferri piatti Fe430 (10x50 mm) binati posti ad interasse 1,23 m, è stata effettuata allo s.l.u. considerando un coefficiente di amplificazione per il momento sollecitante pari a 1,5 ed un coefficiente di riduzione per la tensione di snervamento pari a 1,05.

Considerando una tensione di snervamento pari a 2750 Kg/cm², si ottiene un momento resistente

$$M_{RD} = 2S_x \times 2750 / 1,05 = 16.360 \text{ Kg cm}$$

La forza sollecitante è pari a:

$$F = 150 \times 1,23 \times 1,5 = 276,75 \text{ Kg}$$

da cui il momento sollecitante per ogni elemento del montante risulta:

$$M_{SD} = (276,75 \times 0,9) / 2 = 12.454 \text{ Kg cm}$$

pertanto

$$M_{RD} > M_{SD}$$

Per i tirafondi, realizzati con barre di acciaio filettate ϕ 12 FeB44K e considerando una sezione resistente di 84 mm², si sono ottenuti i seguenti valori:

$$\text{sforzo normale resistente } N_{RD} = 1.800 \text{ Kg}$$

$$\text{sforzo normale sollecitante } N_{SD} = 1.557 \text{ Kg}$$

pertanto

$$N_{RD} > N_{SD}$$