

COMMITTENTE: DIREZIONE TECNICA - INGEGNERIA CIVILE

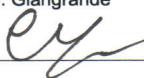
PROGETTAZIONE: S.O. AMBIENTE

PROGETTO ESECUTIVO

BARRIERE ANTIRUMORE STANDARD PER IMPIEGHI FERROVIARI TIPO "HS" PER VELOCITA' $V \leq 200$ km/h

RELAZIONE DI CALCOLO BASE BM110 - BARRIERA H7

Codice Progetto	Documento		Elaborato di Progetto N°	Scala:
	Tipo	Progressivo		
RFI DTC ICI AM ST 01 2010	REL.	01/01	06/17	-

Rev.	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato	Autorizzato
A	Emissione esecutiva	SETTEMBRE 2010	SETTEMBRE 2010	SETTEMBRE 2010	SETTEMBRE 2010
		ITALFERR 	A. Rinaldi 	C. Giangrande 	P. Firmi 

Barriera antirumore standard tipo “HS” per velocità fino a 200 km/h.

Relazione di calcolo per base “BM110” per tipologia di barriera da H3 ad H7 (5.79 m sul p.f.).

Relazione sui materiali

Relazione di calcolo (comprensiva di analisi dinamica per velocità fino a 200 km/h)

Relazione sulle fondazioni

-INDICE-

1	RELAZIONE SUI MATERIALI	4
1.1	Calcestruzzo	4
1.1.1	Calcestruzzo Barriera	4
1.1.2	Calcestruzzo Cordolo di Fondazione	4
1.1.3	Calcestruzzo Micropali	4
1.1.4	Acciaio da C.A.	5
1.2	Acciaio	5
1.2.1	Acciaio per Carpenteria Metallica	5
1.2.2	Acciaio per Micropali e relativi piatti	6
1.2.3	Saldature	6
1.2.4	Bulloni	6
1.2.5	Collaudi materiali, saldature e lavorazioni	7
1.2.6	Verniciatura e zincatura	7
2	RELAZIONE DI CALCOLO	8
2.1	Premessa	8
2.2	Normative di Riferimento	10
2.3	Descrizione del modello	11
2.3.1	Caratteristiche inerziali	12
2.3.2	Materiali	14
2.3.3	Carichi	14
2.3.4	Effetti dinamici dovuti alla pressione aerodinamica	19
2.3.5	Combinazioni	22
2.4	Verifiche del montante in acciaio	25
2.4.1	Sezione 1 - Sezione Profilo 2T - 2.00m sul p.f.	28
2.4.2	Sezione 2 – Profilo 2T forato sulle ali - 2.5 m sul p.f.	30
2.4.3	Sezione 3 - Sezione comp. Tubo+T – 3.00 m sul p.f.	32
2.4.4	Sezione 4 - Sezione comp. Tubo+T – 3.25 m sul p.f.	36
2.4.5	Sezione 5 – Calastrello Profilo T-Tubo – 4.0 m sul p.f.	40
2.4.6	Sezione 6 – Tubolare 88.9x6.3 – 2.00 m sul p.f.	42

2.4.7	Sezione 7 – Tubolare 88.9x6.3 – 2.25 m sul p.f.	44
2.4.8	Sezione 8 – Calastrello Tondo $\phi 30$ – Tubolare – 3 m sul p.f.	46
2.4.9	Sezione 9 – Tondo $\phi 30$ – 3 m sul p.f.	48
2.4.10	Verifica del collegamento montante in acciaio - manufatto in C.A.	50
2.4.11	Verifica del collegamento bullonato a quota 2.5 m sul p.f.	62
2.5	Verifica armature manufatto in C.A.	69
2.5.1	Sezione A: sotto sella	70
2.5.2	Sezione B: vicino incastro al piede	74
2.5.3	Sezione C: incastro al piede	78
2.5.4	Sezione D: incastro zoccolo di base	82
2.6	Verifiche tirafondi	86
2.6.1	Calcolo sollecitazioni	86
2.6.2	Verifica di resistenza	88
2.6.3	Verifica a fatica	89
2.7	Verifica globale di deformabilità	91
3	RELAZIONE SULLE FONDAZIONI	92
3.1	Calcolo delle sollecitazioni	92
3.2	Micropali	94
3.2.1	Calcolo della capacità portante verticale del micropalo	94
3.2.2	Calcolo della capacità portante orizzontale del micropalo	99
3.2.3	Verifiche strutturali	101
3.2.4	Verifiche geotecniche	104
3.3	Trave di Fondazione	108
3.3.1	Sollecitazioni e verifiche	108
3.3.2	Verifica a punzonamento	110

1 RELAZIONE SUI MATERIALI

1.1 Calcestruzzo

1.1.1 Calcestruzzo Barriera

Si è assunto nelle verifiche un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

Questo in accordo alle indicazioni di normativa presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Peso proprio $\gamma_c = 25000 \text{ N/m}^3$

Modulo elastico $E_c = 38237 \text{ N/mm}^2$ dalla formula $E_c = 5700 (R_{ck})^{0.5}$

Tensione ammissibile normale di compressione: $\sigma_{camm} = 6 + (R_{ck} - 15)/4 = 13.50 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale senza armature di taglio: $\tau_{c0} = 0.4 + (R_{ck} - 15)/75 = 0.80 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale con armature di taglio: $\tau_{c1} = 1.4 + (R_{ck} - 15)/35 = 2.26 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo con mix design studiato in modo da eliminare fenomeni di ritiro

1.1.2 Calcestruzzo Cordolo di Fondazione

Si è assunto nelle verifiche un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Questo in accordo alle indicazioni di normativa presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Peso proprio $\gamma_c = 25000 \text{ N/m}^3$

Modulo elastico $E_c = 33722 \text{ N/mm}^2$ dalla formula $E_c = 5700 (R_{ck})^{0.5}$

Tensione ammissibile normale di compressione: $\sigma_{camm} = 6 + (R_{ck} - 15)/4 = 11 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale senza armature di taglio: $\tau_{c0} = 0.4 + (R_{ck} - 15)/75 = 0.67 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale con armature di taglio: $\tau_{c1} = 1.4 + (R_{ck} - 15)/35 = 1.97 \text{ N/mm}^2$

1.1.3 Calcestruzzo Micropali

Si è assunto nelle verifiche un calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Questo in accordo alle indicazioni di normativa presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Peso proprio $\gamma_c = 25000 \text{ N/m}^3$

Modulo elastico $E_c = 28500 \text{ N/mm}^2$ dalla formula $E_c = 5700 (R_{ck})^{0.5}$

Tensione ammissibile normale di compressione: $\sigma_{camm} = 6 + (R_{ck} - 15) / 4 = 8.5 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale senza armature di taglio: $\tau_{c0} = 0.4 + (R_{ck} - 15) / 75 = 0.533 \text{ N/mm}^2$

Tensione ammissibile tangenziale con armature di taglio: $\tau_{c1} = 1.4 + (R_{ck} - 15) / 35 = 1.686 \text{ N/mm}^2$

1.1.4 Acciaio da C.A.

Si è assunto nelle verifiche un acciaio **B450C c.s.**

Modulo elastico $E_s = 2.06E+11 \text{ N/m}^2$

Tensione ammissibile a compressione e trazione: $\sigma_{samm} = 255 \text{ N/mm}^2$

Copriferro fondazione 4 cm, copriferro elevazione 3 cm, sovrapposizioni $\geq 50\Phi$

1.2 Acciaio

1.2.1 Acciaio per Carpenteria Metallica

ACCIAIO **S275J0** (Ex Fe430 C) UNI EN 10025/05 per profili e lamiere non saldate

ACCIAIO **S275J2** (Ex Fe430 D) UNI EN 10025/05 per travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella

Si è quindi assunto nelle verifiche un acciaio Fe430 che in accordo alle indicazioni di normativa presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico $E_s = 2.06E+11 \text{ N/m}^2$

Le tensioni ammissibili sono riportate nelle tabelle seguenti:

Fe430	CC1		CC2	
	t<=40 mm	t>40 mm	t<=40 mm	t>40 mm
σ_{AMM} [N/mm ²]	190	170	213.8	191.3
τ_{AMM} [N/mm ²]	109.7	98.1	123.4	110.4

1.2.2 Acciaio per Micropali e relativi piatti

Si è assunto nelle verifiche un acciaio **S275JR (ex Fe430B)** che in accordo alle indicazioni di normativa presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico $E_s = 2.06E+11$ N/m²

Le tensioni ammissibili sono riportate nelle tabelle seguenti:

Fe430	CC1		CC2	
	t<=40 mm	t>40 mm	t<=40 mm	t>40 mm
σ_{AMM} [N/mm ²]	190	170	213.8	191.3
τ_{AMM} [N/mm ²]	109.7	98.1	123.4	110.4

1.2.3 Saldature

Saldature di prima classe: secondo CNR 10011, secondo Istruzioni FS 44/S "Specifica di istruzione tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari" e Istruzione FS 44/M "Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio-calcestruzzo per ponti ferroviari e cavalcaferrovia".

Le WPS relative alle saldature dovranno essere esaminate da un Istituto regolarmente autorizzato avente le caratteristiche indicate nelle Istruzioni 44/S e 44/M e definitivamente approvate da RFI.

1.2.4 Bulloni

Con tolleranza h11(+0 -0.13 DM 9.1.96 p.7.3.2 – Istruzione FS 44/M)

Viti	UNI 5712	8.8	UNI3740	(Classe 8.8 EN 20898 PARTE 1 [^])
Dadi	UNI 5713	6S	UNI3740	(Classe 8 EN 20898 PARTE 2 [^])
Rosette	UNI 5714			(Acciaio C50 UNI 7845 EN 10083)

Rosette UNI 5715/5716

(Acciaio C50 UNI 7845)

Viti a testa svasata piana con cava esagonale UNI5933

Bulloni ad alta resistenza di classe 8.8:

$$\sigma_{AMMB} = 317.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{AMMB} = 224.4 \text{ N/mm}^2$$

1.2.5 Collaudi materiali, saldature e lavorazioni

Secondo Istruzione FS 44/M “Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio-calcestruzzo per ponti ferroviari e cavalcaferrovia” e Istruzione FS 44/S “Specificazione di istruzione tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari”.

1.2.6 Verniciatura e zincatura

Secondo Istruzione FS 44/V “Specificazione di istruzione tecnica dei cicli di verniciatura per la protezione della corrosione di opere metalliche nuove per la manutenzione di quelle esistenti” e Disciplinare Tecnico delle barriere antirumore per impieghi ferroviari.

2 RELAZIONE DI CALCOLO

2.1 Premessa

La barriera fonoassorbente in esame presenta moduli in calcestruzzo di altezza circa 3 m e di lunghezza 1.5 m, collegati con tirafondi ad un cordolo continuo con micropali, i moduli in calcestruzzo presentano alternativamente un montante della barriera fonoassorbente disposto ad interasse 3 m.

Il montante della barriera è costituito da un tubolare $\phi 88.9 \times 6.3$ mm e da un profilo reggi pannello in composizione saldata caratterizzato da un'ala 240×10 mm ed un'anima 265×10 mm (escluso lo spessore dell'ala); la distanza fra profilo in composizione saldata e tubo è fissata in 135 mm.

Il montante metallico superiore è collegato mediante un giunto bullonato ad un dispositivo metallico, che è parzialmente annegato nel calcestruzzo e consente il passaggio delle sollecitazioni alla base prefabbricata.

Gli elementi strutturali ed i collegamenti sono stati progettati eseguendo sia verifiche a fatica a tempo infinito, per le quali si è fatto riferimento alle sollecitazioni dovute dalla sovrappressione dinamica indotta dal passaggio di convogli con carrozze di forma arrotondata ($k_1=0.85$) per la velocità di progetto pari a 200km/h, sia verifiche di resistenza e di deformabilità, per le quali si è fatto riferimento alle combinazioni di carico che comprendono tutti i pesi propri e i carichi permanenti portati nonché una spinta totale dovuta al vento + sovrappressione dinamica indotta dal passaggio dei convogli. Il valore di tale spinta totale è stato assunto almeno pari almeno a 2.5 kN/m^2 , in accordo con quanto prescritto dalla nota RFI/DIN/IC/009/239 "Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore" del 24/03/2004.

Tutte le verifiche di sicurezza sono state effettuate con il metodo delle Tensioni Ammissibili.

2.2 Normative di Riferimento

- CNR 10011-97 Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione
- CNR 10016-85 Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- CNR 10025-84 Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati
- Eurocodice 3 UNI ENV 1993-2:2002 Appendice L (per le categorie relative alle verifiche a fatica ad integrazione della CNR 10011-97)
- D.M. del 09/01/96 (Ministero LL.PP.) Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche
- Circ. n.252/AA.GG/STC. del 15/10/96 (Ministero LL.PP.) Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9 gennaio 1996
- D.M. del 16/01/96 (Ministero LL.PP.) Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- Circ. n.156/AA.GG/STC. del 04/07/96 (Ministero LL.PP.) Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996
- D.M. del 16/01/96 (Ministero LL.PP.) Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circ. n.65/AA.GG. del 10/04/97 (Ministero LL.PP.) Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996
- Istruzione F.S. I/SC/PS-OM/2298 del 2/6/1995 testo aggiornato 13/01/97 e successive modificazioni e/o integrazioni Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione la esecuzione ed il collaudo

- Istruzione F.S. 44/M “Specifica tecnica relativa al collaudo dei materiali ed alla costruzione delle travate metalliche e miste acciaio-calcestruzzo per ponti ferroviari e cavalcaferrovia.”
- Istruzione F.S. 44/F “Verifica a fatica dei ponti ferroviari metallici”.
- Istruzione F.S. 44/S “Specificazione di istruzione tecnica per la saldatura ad arco di strutture destinate ai ponti ferroviari”
- Istruzione F.S. 44/V “Specificazione di istruzione tecnica dei cicli di verniciatura per la protezione della corrosione di opere metalliche nuove per la manutenzione di quelle esistenti”
- Disciplinare tecnico - Barriere Antirumore per impieghi ferroviari edizione 1998 e successive modificazioni ed integrazioni
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 11.03.88 "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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

2.3 Descrizione del modello

E' stato realizzato un modello agli elementi finiti per la massima altezza della barriera $h = 5.79$ m su p.f. (barriera tipo H7), tramite elementi “beam”. Si è scelto di modellare separatamente gli elementi strutturali che compongono la sezione composta metallica (costituita dall'elemento tubolare, dal profilo a T, dai calastrelli e dai tondi $\phi 30$) utilizzando opportuni bracci rigidi ove necessario per modellare le intersezioni nei nodi e cogliere il comportamento di insieme della sezione composta. Tutti gli elementi sono posizionati in corrispondenza degli assi baricentrici degli elementi strutturali della barriera.

Il modello risulta incastrato al piede, in corrispondenza della quota d'estradosso dello zoccolo della base in calcestruzzo a quota -0.965 m rispetto al p.f. ed è vincolato con un carrello nel punto di sommità, per impedire spostamenti in direzione globale Y, parallela al binario.

Il Software utilizzato è SAP2000. Si esegue un'analisi piana nel piano XZ in cui agiscono le sollecitazioni.

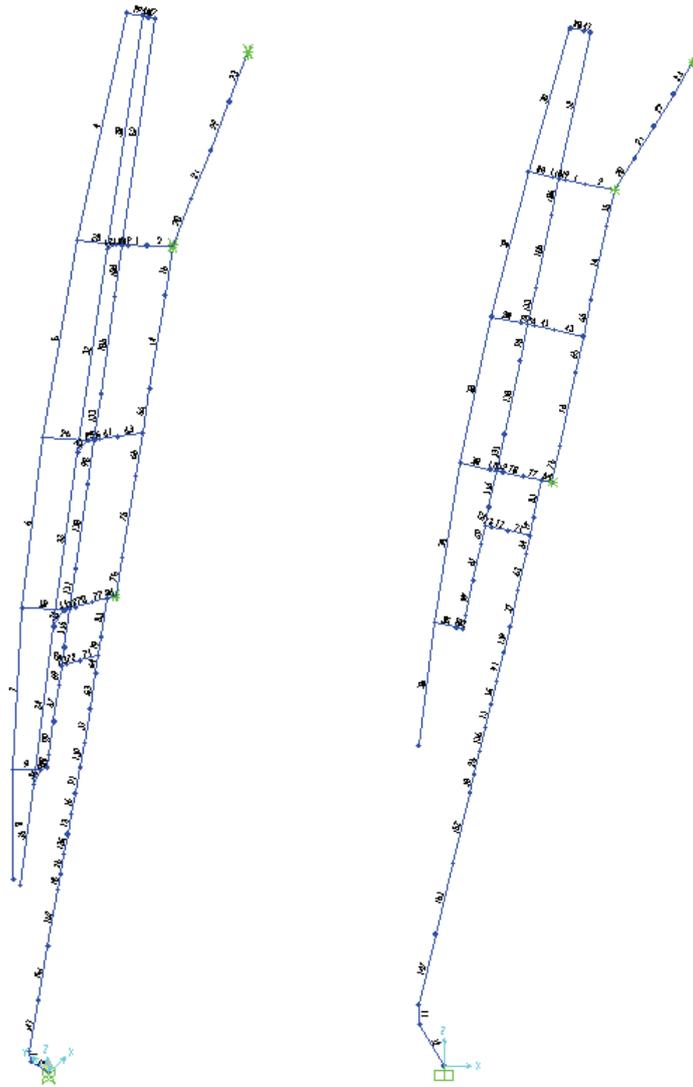


Figura 2-2 - Vista laterale e vista assometrica del modello a tutta altezza.

2.3.1 Caratteristiche inerziali

A tutti gli elementi è stata assegnata la relativa geometria, in base alle reali dimensioni della carpenteria. La base in calcestruzzo che presenta sezione variabile dalla fondazione fino a 2 m sul p.f. è stata divisa in diverse zone in cui si assume rigidità costante, prossima a quella reale; i calastrelli sono stati inseriti con la loro reale rigidità nel tratto compreso fra il tubo e il profilo in composizione saldata; sono stati poi opportunamente inseriti elementi rigidi (incrementando il

modulo elastico del materiale di 10 volte) per simulare il comportamento accoppiato tra il tubo e il profilo in composizione saldata ed evitare zone di sovrapposizione (vedi Figura 2-3).

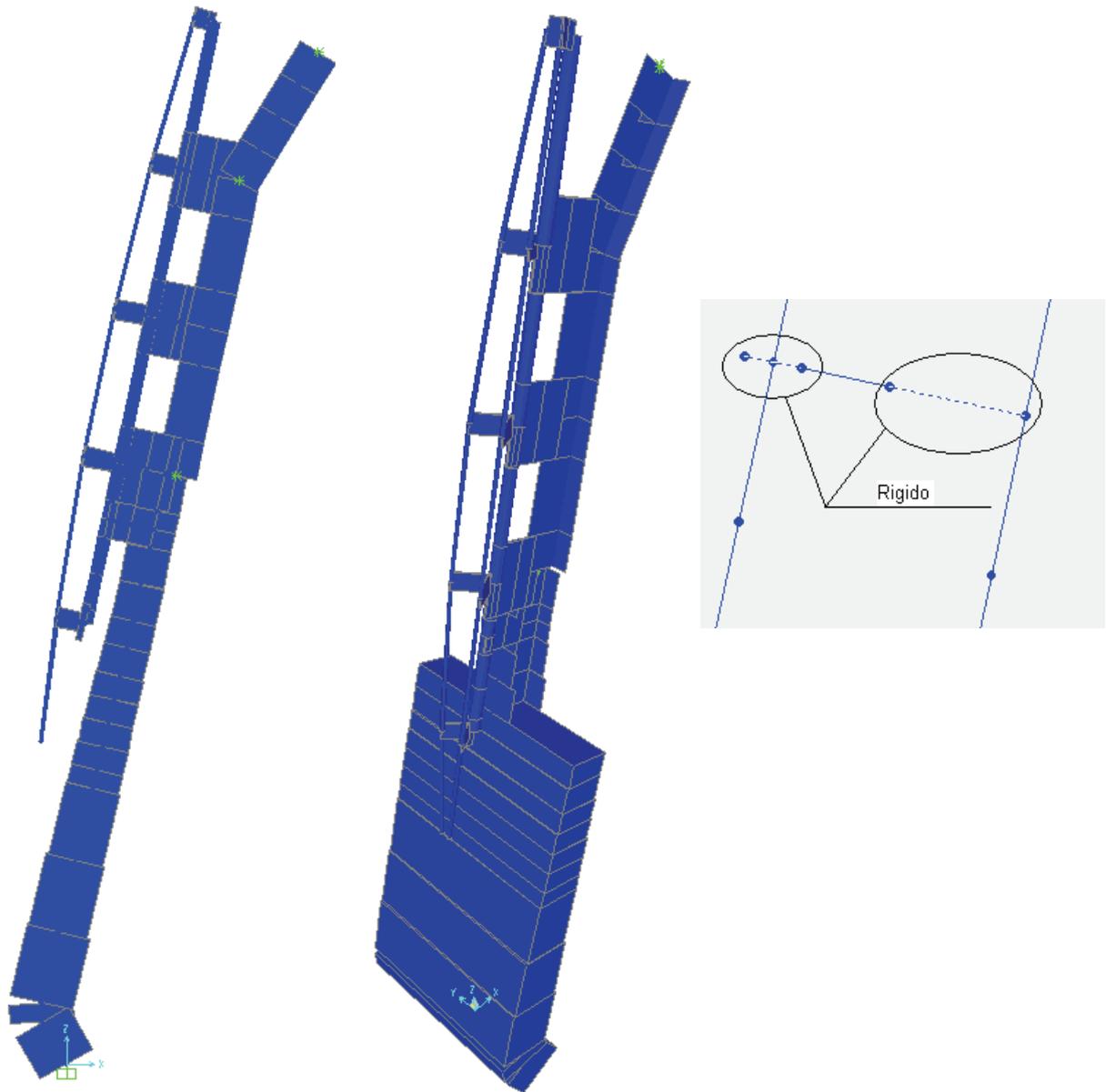


Figura 2-3-Vista solida e prospetto laterale del modello.

2.3.2 Materiali

Calcestruzzo

Peso specifico $\gamma_c = 25000 \text{ N/m}^3$

Coeff. Poisson 0.2

Modulo elastico $E_c = 3.824E+10 \text{ N/m}^2$

Acciaio

Peso specifico $\gamma_c = 78500 \cdot 9.81 = 770085 \text{ N/m}^3$

Coeff. Poisson 0.2

Modulo elastico $E_s = 2.06E+11 \text{ N/m}^2$

Per le zone rigide del modello è stato adottato anche un modulo elastico di un ordine di grandezza superiore.

A tutto il modello è stato assegnato uno smorzamento pari al 3%.

2.3.3 Carichi

I carichi orizzontali agenti sulla struttura sono stati riportati sul montante considerando le differenti aree di influenza tra la parte metallica e quella in calcestruzzo. In particolare si considera una lunghezza di influenza di 3000 mm per i pannelli in acciaio inox, pari all'interasse tra i montanti metallici e una lunghezza di influenza di 1500 mm per le basi in C.A., pari alla larghezza delle basi montante.

2.3.3.1 Vento

Si considera un caso limite, valutando la pressione esercitata dal vento su una barriera collocata su una linea caratterizzata da un rilevato alto.

Ai sensi del DM 16.1.1996 la pressione del vento è pari a:

$$p_v = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Si considera come zona, per il calcolo di v_{ref} , la n.7, escludendo quindi unicamente la provincia di Trieste (zona n. 8) e le isole minori a mare aperto (zona n. 9):

$$v_{ref0} = 29 \text{ m/s}, a_0 = 1000 \text{ m}$$

Classe di rugosità D, Categoria II $\Rightarrow k_r = 0.19, z_0 = 0.05 \text{ m}, z_{min} = 4.0 \text{ m}$

Considerando l'altezza s.l.m. $< a_0 \Rightarrow v_{ref} = v_{ref0}$

$$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 = 29^2 / 1.6 = 525.6 \text{ N/m}^2$$

Per $z = 8.21 \text{ m}$ (dall'estradosso della fondazione alla sommità della barriera, per la sua altezza massima) con una altezza del rilevato di 6 m , si ha un coefficiente di topografia $c_t = 1.253$ e un coefficiente di esposizione $c_e = 3.089$.

$$\text{Assumendo } c_p = 1.2 \text{ e } c_d = 1.00 \text{ si ha } p_v = 525.625 \times 3.089 \times 1.2 \times 1 = \mathbf{1948 \text{ N/m}^2}$$

La predetta pressione ortogonale alla barriera può agire in direzione X sia verso l'interno binario che verso l'esterno.

2.3.3.2 Pressione per effetti aerodinamici del treno

Ai sensi della Istruzione N° I/SC/PS-OM/2298 si ha:

La distanza fittizia tra la barriera e l'asse del binario è pari ad $a'_g = (0.6 \times 2.57) + (0.4 \times 4.22) = 3.23 \text{ m}$ (punto 1.4.6.5, distanza minima $a_g = 2.57 \text{ m}$, distanza massima $a_g = 4.22 \text{ m}$), per la barriera alla sua altezza massima di 7.38 m rispetto alla quota p.f..

In corrispondenza alla velocità V massima della linea, pari a 200 km/h , risulta $p_{v_unit} = 456 \text{ Pa}$

Il valore caratteristico p_{v_unit} è relativo ai treni con forme aerodinamiche sfavorevoli. Per convogli di forme aerodinamiche favorevoli tale valore va corretto per mezzo di un fattore k_1 che si assume pari a 0.85 (convogli formati da carrozze di sagoma arrotondata).

Ne deriva una pressione p_v che risulta pari a:

Velocità (km/h)	p_{v_unit} (N/m ²)	k1	p_v (N/m ²)
200	456	0.85	388

Per quanto riguarda la distribuzione delle pressioni in altezza, considerata la notevole altezza della barriera sul p.f., ragionando a favore di sicurezza, è stato considerato un pressioigramma le cui caratteristiche sono riportate di seguito :

- Fino 5 m sul p.f. si applica la pressione di Normativa secondo quanto prescritto dall'Istruzione N° I/SC/PS-OM/2298;
- da 5 m a 6 m sul p.f. si ipotizza che la pressione diminuisca linearmente fino a raggiungere un valore pari a 60% del valore di Normativa;

Tale andamento è stato estrapolato dalle misure di pressione eseguite dal Politecnico di Milano in galleria del vento su modelli in scala ridotta delle barriere standard HS, nell'ambito dello "Studio sul comportamento dinamico della linea area con palificazione di sostegno inserita nelle barriere standard HS" e preventivamente concordato con il Committente.

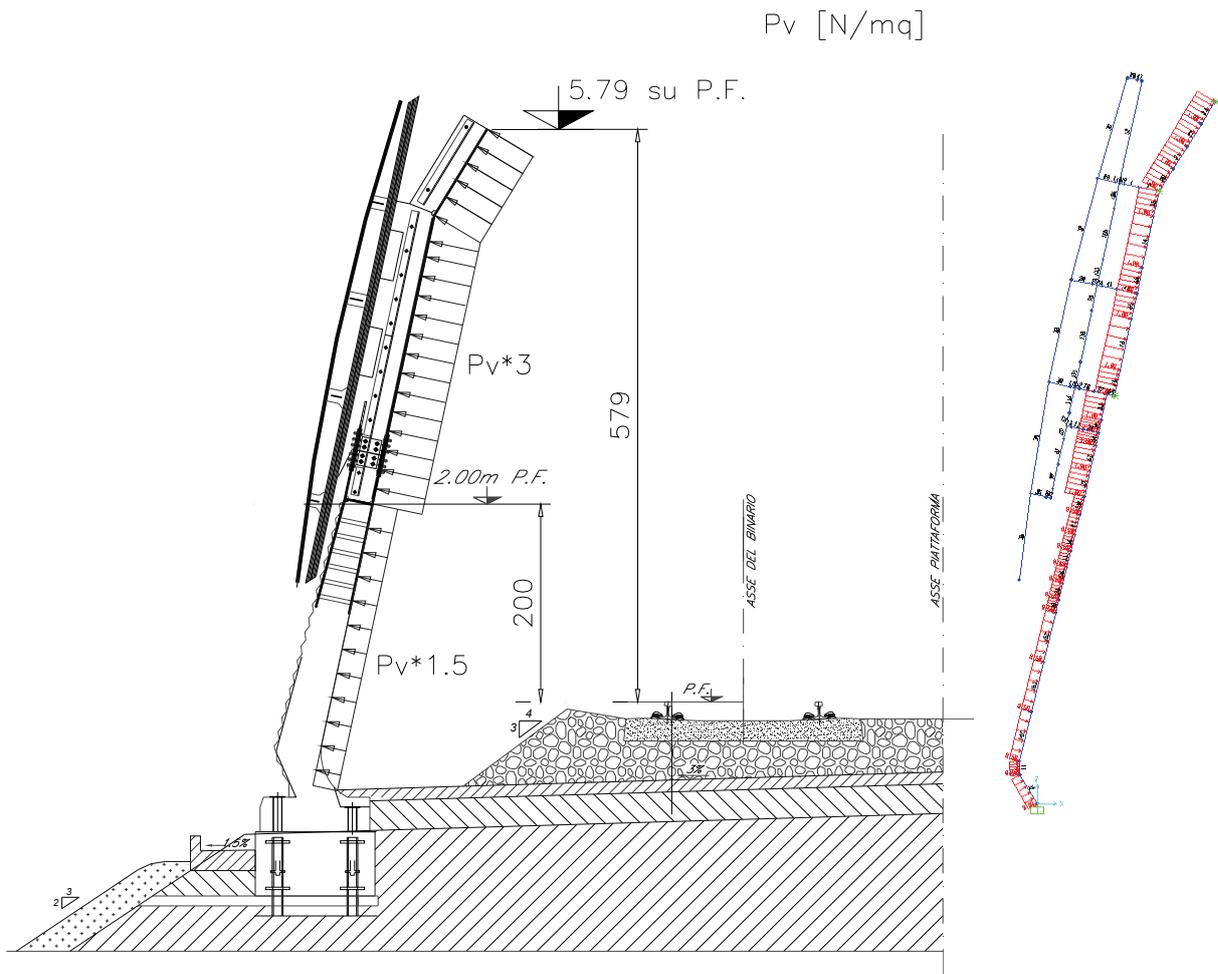


Figura 2-4 - Distribuzione delle pressioni sull'altezza della barriera

La distribuzione di pressioni sull'oggetto (un tratto finale di 1m maggiormente inclinato sulla verticale rispetto al resto della barriera) della barriera H7A, tuttavia, risulta sicuramente più gravosa rispetto ad una simile distribuzione di pressioni ritenuta valida per barriere senza oggetto finale. Di questa considerazione si è tenuto conto ipotizzando quindi un andamento della sovrappressione aerodinamica costante al valore di normativa anche nel tratto compreso tra 5 e 6 m. La scelta di analizzare la barriera tipo H7A (5.79 m su p.f.) anziché la barriera H7 (leggermente più alta, ma priva dell'oggetto finale +5.91 m su p.f.) nasce proprio da tali considerazioni (vedi Figura 2-4).

La sovrappressione dei treni, inoltre, è stata applicata al montante in funzione del tempo facendo riferimento alla time history delle pressioni, ricavata sperimentalmente sulla linea ferroviaria A.V. Roma-Napoli in accordo con quanto prescritto dal documento RFI/DIN/IC/009/239 "Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore".

Si riporta in Figura 2-5 una rappresentazione grafica adimensionalizzata della time history, per $V=200$ km/h .

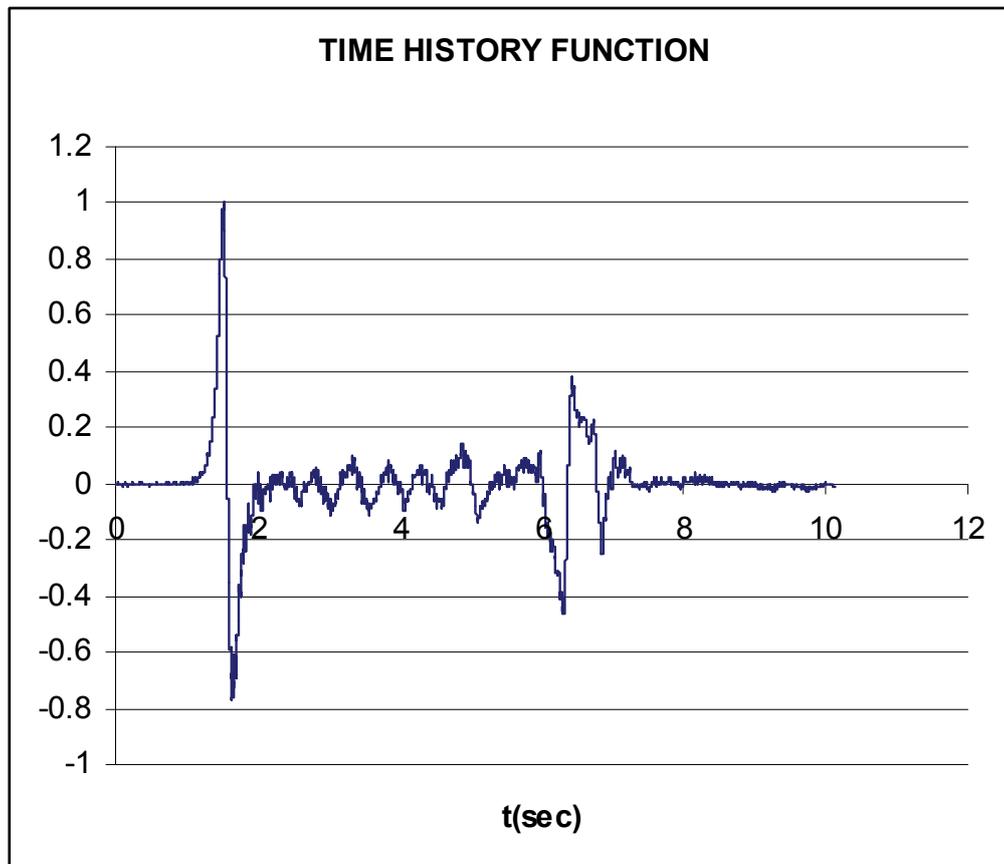


Figura 2-5 - Time History a 200 km/h

2.3.3.3 *Peso delle pannellature fonoassorbenti*

I pannelli fonoassorbenti che si ipotizza di montare sono pannelli leggeri in acciaio inox che contengono materiale fonoassorbente. Si considera che tali pannelli possano essere asciutti o imbevuti di acqua e che il peso valga rispettivamente 500 N/m^2 e 1500 N/m^2 .

A favore di sicurezza, per le verifiche sul montante si suppone l'intero carico come agente direttamente sul montante in acciaio senza alcun appoggio sulla base in calcestruzzo.

Per l'analisi dinamica è stata introdotta una massa lineare equivalenti sul montante pari a $150 \cdot 3 = 450 \text{ kg}$ per il caso di pannelli bagnati e pari a $50 \cdot 3 = 150 \text{ kg}$ per il caso di pannelli asciutti.

2.3.3.4 *Peso proprio*

In questa condizione di carico si considerano i pesi degli elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo. Di seguito si esplicita l'analisi dei carichi di tali elementi:

DESCRIZIONE	PESO UNITARIO [N]	QUANTITA'	PP [N]
2 tondi $\phi 30$	55.49	10.00	554.88
Tubo $\phi 88.9 \times 6.3$	128.33	4.97	637.82
Piatti da 130 mm	81.64	1.32	107.76
Profilo a T	396.43	3.98	1577.77
Profili a 2T	662.57	0.50	331.29
Base in cls (escluso zoccolo)	27750.00	1.50	41625.00
		PP_tot [N]	44835

2.3.3.5 *Azione sismica*

Considerando le masse degli elementi strutturali e delle pannellature presenti, l'azione sismica genera sollecitazioni inferiori a quelle di vento + sovrappressione del treno, con le quali non va comunque combinata. Si trascurano pertanto gli effetti sulle strutture dovuti alle azioni sismiche in quanto non dimensionanti.

2.3.4 Effetti dinamici dovuti alla pressione aerodinamica

Per i montanti isolati, sono state eseguite analisi della risposta dinamica nel dominio del tempo, con le modalità evidenziate nel precedente paragrafo, operando una integrazione al passo e analizzando la risposta alla velocità di 200 km/h.

Sono state analizzate in particolare le due configurazioni limite per il montante H7A (altezza su piano ferro pari a 5.79 m):

- una, che indicheremo di seguito con la sigla **P50**, che ipotizza i pannelli fonoassorbenti asciutti, ipotizzando per essi una massa pari a 50 kg/m^2
- l'altra, che indicheremo di seguito con la sigla **P150**, che ipotizza i pannelli fonoassorbenti bagnati, ipotizzando per essi una massa pari a 150 kg/m^2

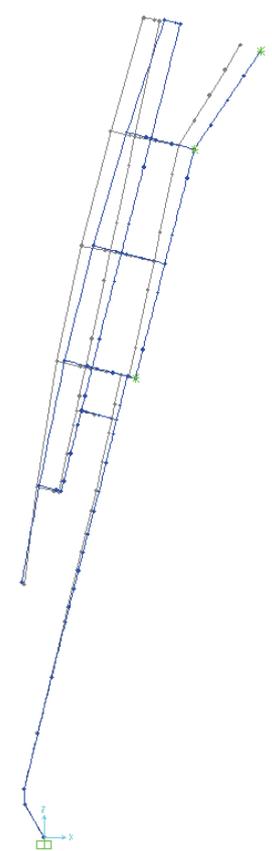
L'analisi è stata condotta studiando la risposta fino al tempo $t=10 \text{ s}$.

Per ciascuna delle due configurazioni sono stati calcolati:

- i massimi ed i minimi spostamenti in condizioni dinamiche;
- il "**coefficiente di amplificazione dinamica degli Spostamenti**" come rapporto fra lo spostamento massimo dinamico ed il corrispondente spostamento indotto dalla sovrappressione aerodinamica applicata staticamente;
- il "**coefficiente di amplificazione dinamica del Delta Sigma**" come rapporto fra la differenza di spostamento dinamico massimo e spostamento dinamico minimo e la differenza di spostamento "statico" massimo e spostamento "statico" minimo, dove con spostamento "statico" si intende lo spostamento indotto dalla sovrappressione aerodinamica applicata staticamente.

Per ciascun modello è stata eseguita anche un'analisi modale di cui, per l'analisi al passo, sono stati presi in considerazione i primi 100 modi di vibrare.

La prima frequenza fondamentale in direzione trasversale e la relativa forma modale dell'**H7_P50** e **H7_P150**, sono riportate di seguito.

1° MODO		
H7 150	H7 50	Deformata modale tipo
f [Hz]	f [Hz]	
6.09	9.24	

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi e minimi, i fattori di amplificazione dinamica degli spostamenti e dei delta sigma.

Si evidenzia come il valore massimo del coefficiente di amplificazione, si ha per la configurazione con pannelli bagnati.

In definitiva le verifiche di fatica, resistenza e deformabilità vengono condotte per le sollecitazioni derivanti dall'analisi dinamica per velocità di 200 km/h, in corrispondenza della quale il coefficiente di amplificazione vale 1.80 e si raggiungono sovrappressioni pari a 388 Pa.

Fattore di amplificazione dinamica degli spostamenti

H7_V200_P150									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
12	V200	LinModHist	Max	3.82E-03	0	8.49E-04	0.00E+00	9.98E-04	0.00E+00
12	V200	LinModHist	Min	-2.63E-03	0	-1.24E-03	0.00E+00	-6.80E-04	0.00E+00
12	S200	LinStatic		2.15E-03	0	-6.90E-04	0.00E+00	5.46E-04	0.00E+00

$U1_{din,max}/U1_{stat}$	1.78
$U1_{din,min}/U1_{stat}$	1.23

H7_V200_P50									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
12	V200	LinModHist	Max	2.29E-03	0	7.88E-04	0.00E+00	5.90E-04	0.00E+00
12	V200	LinModHist	Min	-2.45E-03	0	-7.38E-04	0.00E+00	-6.27E-04	0.00E+00
12	S200	LinStatic		2.15E-03	0	-6.90E-04	0.00E+00	5.46E-04	0.00E+00

$U1_{din,max}/U1_{stat}$	1.07
$U1_{din,min}/U1_{stat}$	1.14

Fattore di amplificazione dinamica dei delta sigma

H7_V200_P150										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	N	N	N	N-m	N-m	N-m
37	0	V200	LinModHist	Max	369	7157	0	0	0	16541
37	0	V200	LinModHist	Min	-407	-5252	0	0	0	-11321
37	0	S200	LinStatic		-359	4598	0	0	0	9166

$M_{din,max}/M_{stat}$	1.80
$M_{din,min}/M_{stat}$	1.24

H7_V200_P50										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
37	0	V200	LinModHist	Max	368	4439	0	0	0	9778
37	0	V200	LinModHist	Min	-274	-5051	0	0	0	-10467
37	0	S200	LinStatic		-359	4598	0	0	0	9166

$M_{din,max}/M_{stat}$	1.07
$M_{din,min}/M_{stat}$	1.14

2.3.5 Combinazioni

Il carico relativo al peso proprio degli elementi strutturali (base in calcestruzzo e montante in acciaio) è stato assegnato ad una condizione di carico "PP"; il carico dovuto alla pannellatura fonoassorbente è stato considerato in altre due condizioni di carico ed è stato posto pari a 500 N/m^2 nella condizione "PESOAS" per pannelli asciutti o 1500 N/m^2 nella condizione "PESOBAG" per pannelli bagnati; l'azione del vento posta pari a 1948 N/m^2 è stata considerata nella condizione di carico "VENTO", agente in direzione ortogonale alla barriera nella direzione da esterno a interno barriera (quindi verso il binario); la sovrappressione esercitata dal convoglio è stata considerata sia applicata staticamente (condizione di carico S200) sia dinamicamente (condizione di carico V200), imponendo un'analisi al passo in base alla TH riportata in Figura 2-5 e uno smorzamento pari al 3%.

Per le **verifiche a fatica** sono state utilizzate le variazioni di campo tensionale indotte dalla sovrappressione aerodinamica comprensiva degli effetti dinamici alla velocità di 200km/h (condizione di carico V200).

Per le **verifiche di resistenza e deformabilità** sono state utilizzate le sollecitazioni derivanti dalle peggiori combinazioni tra peso proprio, carichi permanenti (da 500 a 1500 N/m^2), pressione del vento + sovrappressioni aerodinamiche comprensive degli effetti dinamici.

In accordo con quanto prescritto dal documento RFI/DIN/IC/009/239 "Prescrizioni Tecniche Integrative e provvisorie per la Progettazione di Barriere Antirumore" per velocità superiori o uguali a 200km/h, per la somma "pressione del vento + sovrappressione aerodinamica comprensiva degli effetti dinamici" è stato assunto il valore minimo 2500 N/m^2 .

Per la definizione delle combinazioni di carico si è adottata la seguente simbologia:

- "PP" = peso proprio,
- "PA" (= PESOAS) = peso pannelli asciutti, "PB" (= PESOBAG) = peso pannelli bagnati
- "VN" (= VENTON) = vento negativo, "VP" (= VENTOP) = vento positivo
- "SP" (V200) = sovrappressione positiva, "SN" (V200) = sovrappressione negativa.

Nel dettaglio sono state prese in considerazione le seguenti 4 combinazioni di carico:

PPPBVPSP_V200, PPPAVNSN_V200 in cui le sollecitazioni dovute al peso proprio, al peso dei pannelli (considerati asciutti o bagnati in modo da massimizzare gli effetti dei carichi), al vento vengono combinati con i valori massimi e minimi di sovrappressione dinamica determinato con l'analisi al passo.

PPPBVPSP_S200, PPPAVNSN_S200 in cui le sollecitazioni dovute al peso proprio, al peso dei pannelli (considerati asciutti o bagnati in modo da massimizzare gli effetti dei carichi), al vento vengono combinati con i valori statici di sovrappressione amplificati per mezzo del coefficiente di amplificazione dinamica, che alla velocità di 200 km/h vale 1.80 (vedi paragrafo 2.3.4).

Risulta in particolare: $p_{vento} + p_{svp} = 1948Pa + 1.80 * 388Pa = 2646Pa > 2500Pa$.

Riportiamo nella seguente tabella le suddette combinazioni in termini di carichi elementari e coefficienti moltiplicativi.

COMBINAZIONE	LOAD	FATTORE
PPPBVPSP_V200	PP	1
	PESOBAG	1
	V200	1
	VENTO	1
PPPAVNSN_V200	PP	1
	PESOAS	1
	V200	1
	VENTO	-1
PPPBVPSP_S200	PP	1
	PESOBAG	1
	S200	1.8
	VENTO	1
PPPAVNSN_S200	PP	1
	PESOAS	1
	S200	1.8
	VENTO	-1

Inoltre, per le **verifiche a fessurazione del calcestruzzo** sono state utilizzate ulteriori 4 combinazioni di carico analoghe alle precedenti, che differiscono da esse solo per il coefficiente moltiplicativo delle sovrappressioni assunto pari a 0.7 (combinazione di carico rara, secondo DM_09.01.1996 par. 7) che tiene conto della probabilità di contemporaneità di tali azioni con quelle dovute al vento.

Riportiamo nella seguente tabella le suddette combinazioni in termini di carichi elementari e coefficienti moltiplicativi.

COMBINAZIONE	LOAD	FATTORE
PPPBPVSP_V200_F	PP	1
	PESOBAG	1
	V200	0.7
	VENTO	1
PPPAVNSN_V200_F	PP	1
	PESOAS	1
	V200	0.7
	VENTO	-1
PPPBPVSP_S200_F	PP	1
	PESOBAG	1
	S200	1.26
	VENTO	1
PPPAVNSN_S200_F	PP	1
	PESOAS	1
	S200	1.26
	VENTO	-1

2.4 Verifiche del montante in acciaio

I singoli elementi strutturali sono soggetti alle seguenti verifiche:

- verifiche a fatica
- verifiche di resistenza

Le **verifiche a fatica** sono eseguite a tempo infinito: risultano soddisfatte se in generale le escursioni Δ delle tensioni risultanti normali o tangenziali risultano inferiori rispettivamente ad un "valore ammissibile" $\Delta\sigma_{am}$ o $\Delta\tau_{am}$ dipendente dalla "categoria" $\Delta\sigma_A$ (definita come tensione ammissibile a fatica per sollecitazioni di ampiezza costante ripetute 2×10^6 cicli) del particolare in esame.

I valori ammissibili si ottengono dividendo valori limite $\Delta\sigma_D$ per particolari sollecitati a trazione-compressione (limite di fatica ad ampiezza costante, limite cioè al di sotto del quale, per Δ di ampiezza costante la vita è indefinita) o $\Delta\tau_D$ per particolare sollecitati a sforzo tangenziale (limite per i calcoli a fatica per 5 milioni di cicli, al di sotto del quale, cioè, ogni Δ di fatica può essere trascurato), per un coefficiente di sicurezza fissato in 1.25:

$\Delta\sigma_{am} = \Delta\sigma_D / 1.25$ ($\Delta\sigma_D = \Delta\sigma_A * \sqrt[3]{n_A / n_D}$ con $n_A=2e6$, $n_D=5e6$ per tutte le categorie tranne la 56 per la quale $n_D = 10e6$; $\Delta\sigma_A =$ categoria del particolare);

$\Delta\tau_{am} = \Delta\tau_D / 1.25$ ($\Delta\tau_D$ dalla seguente formula: $\log N = \log a - m \cdot \log \Delta\tau_D$ con $N = 5e6$, $\log a = 16.301$ per cat. 100, $\log a = 15.801$ per cat. 80, $m = 5$).

Si riporta di seguito un prospetto delle categorie dei dettagli con le relative $\Delta\sigma_D$, $\Delta\tau_D$ utilizzate:

cat	160	140	63	56
$\Delta\sigma_D$ [N/mm ²]	117.9	103.2	46.4	32.7

cat	100	80
$\Delta\tau_D$ [N/mm ²]	83.3	66.1

Ove siano presenti spessori superiori a $t > 25$ mm si è proceduto a ridurre opportunamente tale valore secondo quanto indicato nella CNR-UNI 10011 al punto 8.3.3.

Le categorie assunte per ciascun particolare sono riportate in ogni verifica e sono evidenziate per il montante in oggetto in Figura 2-6.

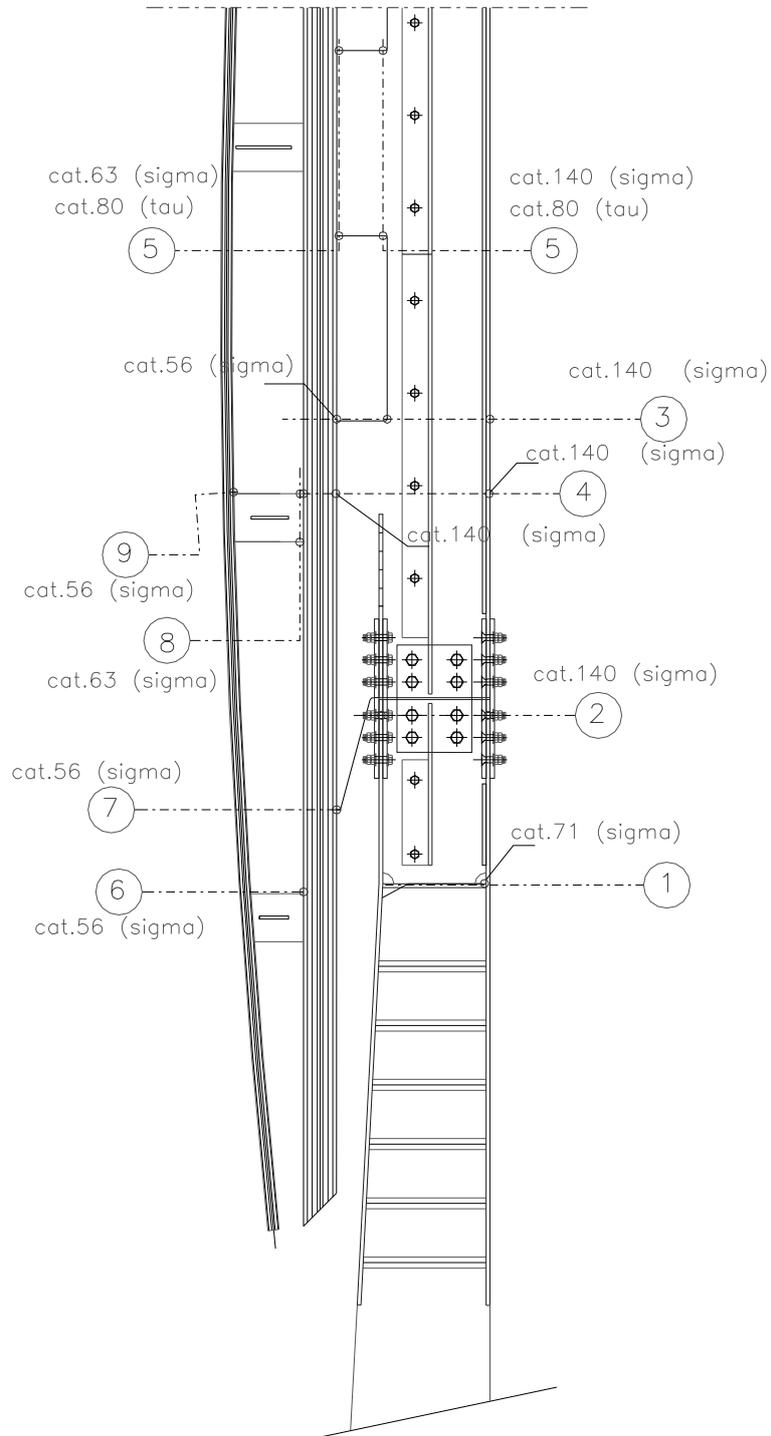


Figura 2-6 – Sezioni di verifica e categorie dei particolari a fatica.

Le **verifiche di resistenza** sia per gli elementi metallici che per gli elementi in C.A. sono state eseguite per la peggiore condizione di carico possibile con il metodo delle T.A..

Le tensioni ammissibili utilizzate per le verifiche di resistenza sono riportate nella relazione sui materiali.

Nelle verifiche di seguito riportate (con la numerazione sequenziale corrispondente alla Figura 2-6) si vuole intendere con σ o $\Delta\sigma$ **int. barr.** la tensione dell'elemento strutturale oggetto di verifica sul bordo della sezione sul lato rivolto verso l'interno della barriera (lato binari), con σ o $\Delta\sigma$ **est. barr.** la tensione sul bordo della sezione sul lato rivolto verso l'esterno della barriera (lato opposto ai binari); ad esempio per il profilo a T la tensione σ int. barr. è quella sul bordo dell'ala (la verifica è relativa a tutti gli elementi strutturali sub-verticali: profilo a doppia T, profilo a T, tubolare e tondi).

Con σ o $\Delta\sigma$ **sup. (o inf.)** si vuole invece intendere la tensione sul bordo superiore, cioè più alto, (o inferiore) della sezione oggetto di verifica (verifica calastrelli).

Quindi, premesso che assumiamo come lato interno quello interno binario, si intende per:

G – G tubo la distanza tra il baricentro di una sezione composta e il baricentro del tubolare;

G – G 2T (o G – G T) la distanza tra il baricentro di una sezione composta e il baricentro del profilo a doppio "T" (o del profilo a "T");

G – Y tubo.int la distanza tra il baricentro e la fibra interna del tubolare;

G – Y tubo.est la distanza tra il baricentro e la fibra esterna del tubolare;

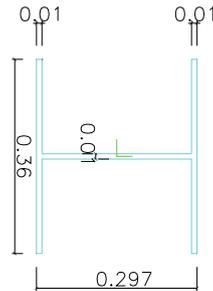
G – Y 2T int (o G – Y T int) la distanza tra il baricentro e la fibra interna della sezione a doppio "T" (o del profilo a "T");

G – Y 2T est (o G – Y T est) la distanza tra il baricentro e la fibra esterna della sezione a doppio "T" (o del profilo a "T");

W int.xx e W est.xx i moduli di resistenza interni ed esterni riferiti al tubolare, ai profili in composizione saldata, alla sezione composta.

2.4.1 Sezione 1 - Sezione Profilo 2T - 2.00m sul p.f.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc) sono riportate in Figura 2-7.



Area: 0.00996640
 Perimetro: 2.01401624
 Casella di delimitazione: X: -355.07853749 -- -354.78154214
 Y: 122.84466318 -- 123.20466318
 Baricentro: X: -354.93002296
 Y: 123.02466482
 Momenti di inerzia: X: 150.84226617
 Y: 1255.52098287
 Prodotti di inerzia: XY: -435.18445237
 Raggi di girazione: X: 123.02469654
 Y: 354.93004643
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00007778 lungo [1.00000000 -0.00001150]
 J: 0.00016601 lungo [0.00001150 1.00000000]

Figura 2-7 - Sezione Profilo 2T - 2m sul p.f.

2T base 1m su PF h=300		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)
Larghezza ali (m)	0.3600	0.009970	0.000166036	0.0011181	0.0011181	0.0029700	0.1290486
Spessore ali (m)	0.0100						
Altezza anima+ali (m)	0.2970						
Spessore anima (m)	0.0100						

Si esegue la verifica a scorrimento tra anima e ala. Il momento statico dell'ala rispetto all'asse neutro e la forza di scorrimento valgono:

$$S_a = 0.01 * 0.36 * (0.297/2 - 0.01/2) = 0.0005166 \text{ m}^3$$

$$F_{\text{scorr}} = T * S_a / J_x$$

2.4.1.1 Verifiche di resistenza

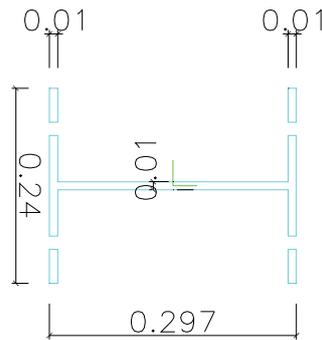
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA	
PPPBVPSP_S200	37	29	-23146	35899	72499	SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
σ int barr (N/mm ²) -67.2	σ est barr (N/mm ²) 62.5	τ (N/mm ²) 12.1	σ_{id} (N/mm ²) 70.4	σ_{am} (N/mm ²) 190.0	-	-	-
F scorrimento ala - anima (N/m) 111695		$\tau_{scorrim}$ (N/mm ²) 11.17		τ_{am} (N/mm ²) 109.7			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA	
PPPAVBSN_S200	37	29	-6510	-29402	-58659	SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
σ int barr (N/mm ²) 51.8	σ est barr (N/mm ²) -53.1	τ (N/mm ²) -9.9	σ_{id} (N/mm ²) 55.8	σ_{am} (N/mm ²) 190.0	-	-	-
F scorrimento ala - anima (N/m) -91479		$\tau_{scorrim}$ (N/mm ²) -9.15		τ_{am} (N/mm ²) 109.7			

2.4.1.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (Nm)	VERIFICA	
FAT	37	29	776	12409	27862	SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$ $\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm ²) -24.8	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm ²)				Categoria particolare 71	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²) 41.85	
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm ²)	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm ²) 25.0				Categoria particolare 71	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²) 41.85	
ΔF scorrimento ala - anima (N/m) 38610			$\Delta\tau_{scorrim}$ (N/mm ²) 3.86		Categoria particolare 80		$\Delta\tau_{am}$ (N/mm ²) 53.28

2.4.2 Sezione 2 – Profilo 2T forato sulle ali - 2.5 m sul p.f.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc) sono riportate in Figura 2-8. Si tratta della sezione netta del profilo composto a doppio "T" in corrispondenza al giunto bullonato.



Area: 0.00691439
 Perimetro: 1.48361647
 Casella di delimitazione: X: -355.07853749 -- -354.78154214
 Y: 123.94217541 -- 124.18217541
 Baricentro: X: -354.93001571
 Y: 124.06217791
 Momenti di inerzia: X: 106.42238019
 Y: 871.04299613
 Prodotti di inerzia: XY: -304.46418611
 Raggi di girazione: X: 124.06218948
 Y: 354.93003672
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00001985 lungo [1.00000000 -0.00001072]
 J: 0.00010314 lungo [0.00001072 1.00000000]

Figura 2-8 - .Sezione a doppio "T" forata sulle ali- 2.5 m sul p.f.

2T base - Sez. netta 2.5m su PF		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)
Larghezza ali (m)	0.2400	0.006914	0.000103140	0.0006945	0.0006945	0.0029700	0.1221340
Spessore ali (m)	0.0100						
Altezza anima+ali (m)	0.2970						
Spessore anima (m)	0.0100						

2.4.2.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff. dinamico	1.80
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_S200	64	86	-20824	31244	55706	SODDISFATTA	
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
-83.2	77.2	10.5	85.2	190.0			
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
104329		10.43		109.7			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVBSN_S200	64	86	-5275	-25696	-44877	SODDISFATTA	
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-	-	-
63.9	-65.4	-8.7	67.1	190.0			
F scorrimento ala - anima (N/m)		$\tau_{scorrim}$ (N/mm2)		τ_{am} (N/mm2)			
-85803		-8.58		109.7			

2.4.2.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (Nm)	VERIFICA	$\Delta \sigma_{int} < \Delta \sigma_{am,int}$ $\Delta \sigma_{est} < \Delta \sigma_{am,est}$
FAT	64	86	846	11290	21932	SODDISFATTA	
$\Delta \sigma$ int barr (N/mm2)	$\Delta \sigma$ est barr (N/mm2)				Categoria particolare	$\Delta \sigma_{am,int}$ (N/mm2)	
-31.5					140	82.52	
$\Delta \sigma$ int barr (N/mm2)	$\Delta \sigma$ est barr (N/mm2)				Categoria particolare	$\Delta \sigma_{am,est}$ (N/mm2)	
	31.7				140	82.52	
ΔF scorrimento ala - anima (N/m)			$\Delta \tau_{scorrim}$ (N/mm2)		Categoria particolare	$\Delta \tau_{am}$ (N/mm2)	
37699.66			3.77		80	53.28	

2.4.3 Sezione 3 - Sezione comp. Tubo+T – 3.00 m sul p.f.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc) sono riportate in Figura 2-9.

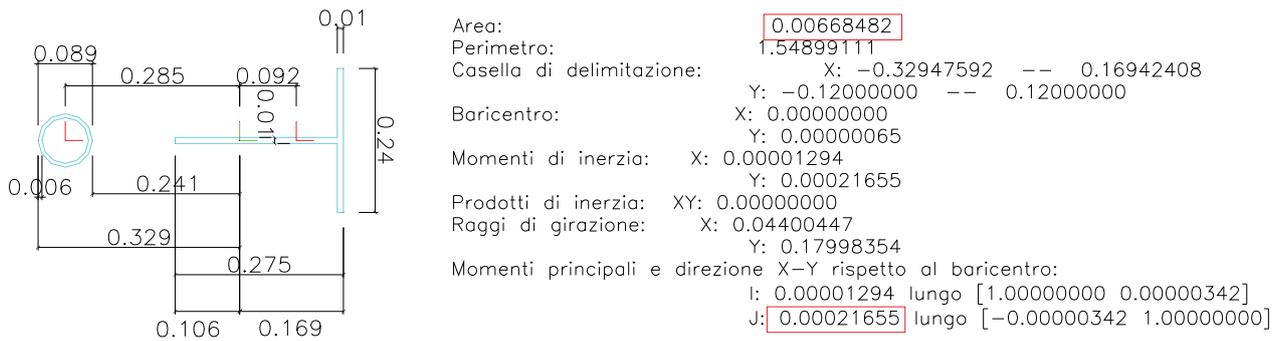
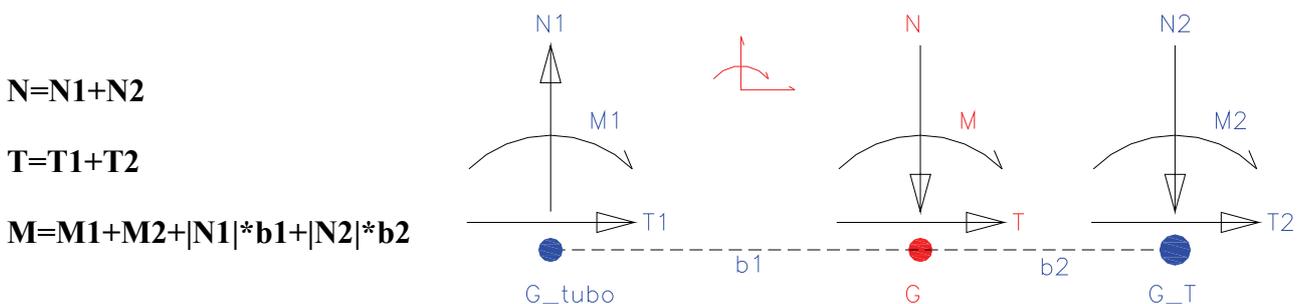


Figura 2-9- Sezione comp. Tubo+T – 3.00 m sul p.f.

Sezione comp. Tubo+T 3.00 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)
Diametro tubo(m)	0.0889	0.0066848	2.166E-04	1.281E-03	6.582E-04	0.0038284	0.1799841
Spessore tubo(m)	0.0063						
Larghezza ala (m)	0.2400			W int T (m³) 1.281E-03	W est T (m³) 2.043E-03	G-Y T int (m) 0.169	G-Y T est (m) 0.106
Spessore ala (m)	0.0100			W int Tubo (m³) 8.985E-04	(m³) 6.58E-04	G-Y tubo int (m) 0.241	G-Y tubo est (m) 0.329
Altezza anima+ala (m)	0.2750						
Spessore anima (m)	0.0100						

2.4.3.1 Verifiche di resistenza

Le caratteristiche di sollecitazione agenti su tale sezione composta, vengono ottenute combinando le sollecitazioni baricentriche dei singoli elementi strutturali (tubolare e Profilo a "T"), fornite dall'analisi F.E.M., tenendo conto della relativa posizione dei baricentri (indicati in Figura 2-9) come di seguito riportato per la combinazione PPPBVSPSP:



VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA						Coeff. dinamico	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N	T	M	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m)
PPPBVPSP_S200	130	77	36596	1064	400		0.285
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N	T	M	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m)
PPPBVPSP_S200	76	62	-69380	23320	9447		0.092
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N	T	M	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_S200	-	-	-32784	24384	26661		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
-25.7	35.6	6.37	37.3	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N	T	M	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m)
PPPAVBSN_S200	130	77	-31274	-864	-322		0.285
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N	T	M	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m)
PPPAVBSN_S200	76	62	40720	-19301	-7565		0.092
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N	T	M	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVBSN_S200	-	-	9445	-20165	-20546		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
17.4	-29.8	-5.27	31.2	190.0			

2.4.3.2 Verifica a fatica

Le verifiche a fatica vengono condotte ragionando in termini di incrementi di sollecitazione ΔN , ΔT , ΔM .

Gli incrementi di sollecitazione considerati costituiscono per la caratteristica di sollecitazione in esame la differenza tra il massimo e il minimo valore registrati nell'intervallo temporale considerato nell'analisi al passo per effetto della sola azione delle sovrappressioni aerodinamiche. Si tratta quindi di valori di inviluppo.

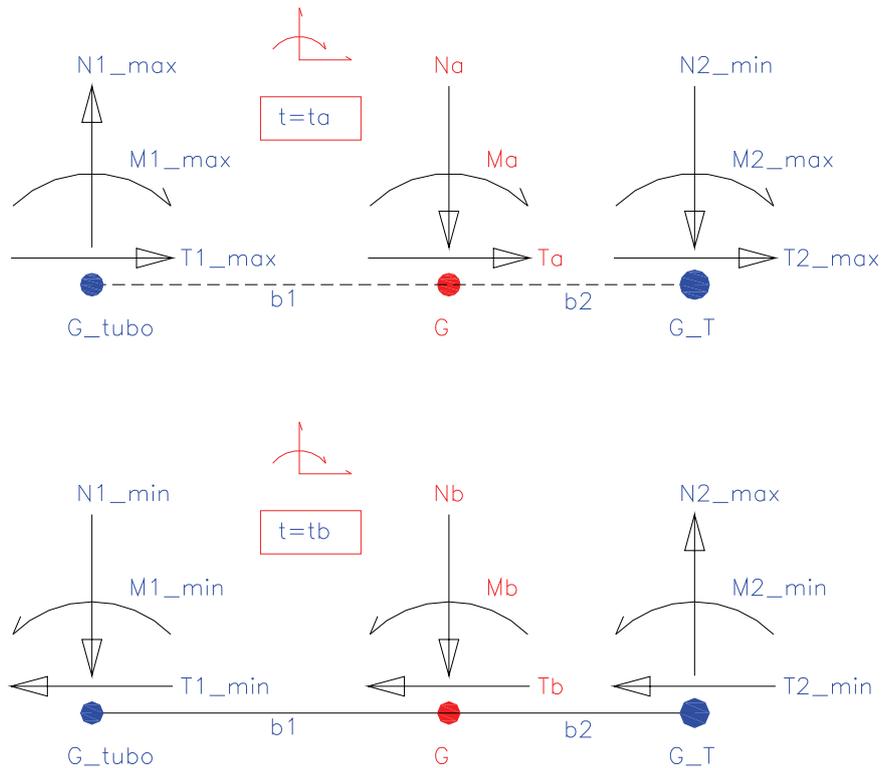
$$\Delta N = N_{max} - N_{min}$$

$$\Delta T = T_{max} - T_{min}$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min}$$

Un'analisi dettagliata, che tenga conto della effettiva contemporaneità delle sollecitazioni dimostra che l'accoppiamento delle sollecitazioni è quello riportato nella figura seguente.

Detto **ta** l'istante in cui nasce il valore massimo della sollecitazione M e **tb** l'istante in cui nasce il valore minimo, si ha:



Pertanto risulta:

$$N_a = N1_{max} + N2_{min}$$

$$N_b = N1_{min} + N2_{max}$$

$$T_a = T1_{max} + T2_{min}$$

$$T_b = T1_{min} + T2_{min}$$

$$M_a = M1_{max} + M2_{max} + |N1_{max}| * b1 + |N2_{min}| * b2$$

$$M_b = M1_{min} + M2_{min} - |N1_{min}| * b1 - |N2_{max}| * b2$$

In definitiva

$$\Delta N = N_a - N_b = N1_{max} + N2_{min} - N1_{min} - N2_{max} = \Delta N1 - \Delta N2$$

$$\Delta T = T_a - T_b = T1_{max} + T2_{max} - T1_{min} - T2_{min} = \Delta T1 + \Delta T2$$

$$\Delta M = M_a - M_b = M1_{max} + M2_{max} + |N1_{max}| * b1 + |N2_{min}| * b2 - M1_{min} - M2_{min} - (|N1_{min}| * b1) - (|N2_{max}| * b2) = \Delta M1 + \Delta M2 + \Delta N1 * b1 + \Delta N2 * b2$$

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (NM)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m) 0.285
FAT	130	77	15787	418	158		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (NM)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m) 0.092
FAT	76	62	23258	8829	3783		
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$ $\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$
FAT	-	-	-7472	9247	10580		
VERIFICA FATICA "TUBO"							
$\Delta\sigma_{est}$ "tubo" (N/mm ²) 15.0					Categoria particolare 160	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²) 94.31	
$\Delta\sigma_{int}$ "tubo" (N/mm ²) 10.7					Categoria particolare 56	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²) 26.20	
VERIFICA FATICA "T"							
$\Delta\sigma_{est}$ "T" (N/mm ²) 4.1					Categoria particolare 140	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²) 82.52	
$\Delta\sigma_{int}$ "T" (N/mm ²) -9.4					Categoria particolare 140	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²) 82.52	

2.4.4 Sezione 4 - Sezione comp. Tubo+T – 3.25 m sul p.f.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc) sono riportate in Figura 2-9.

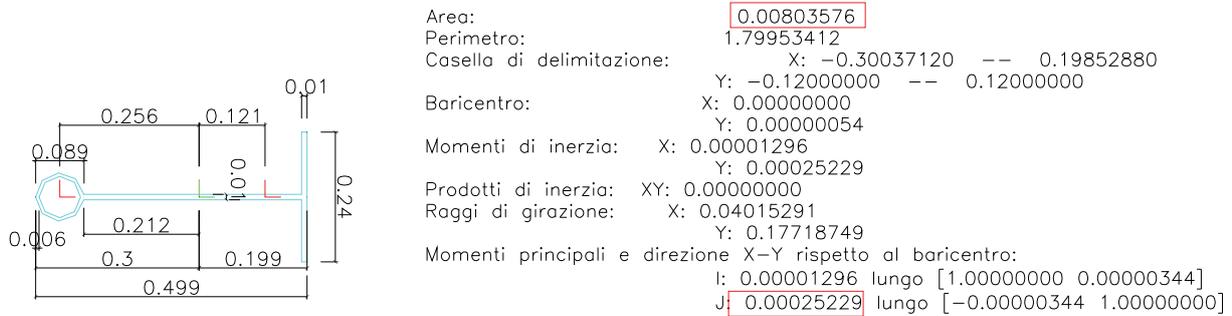
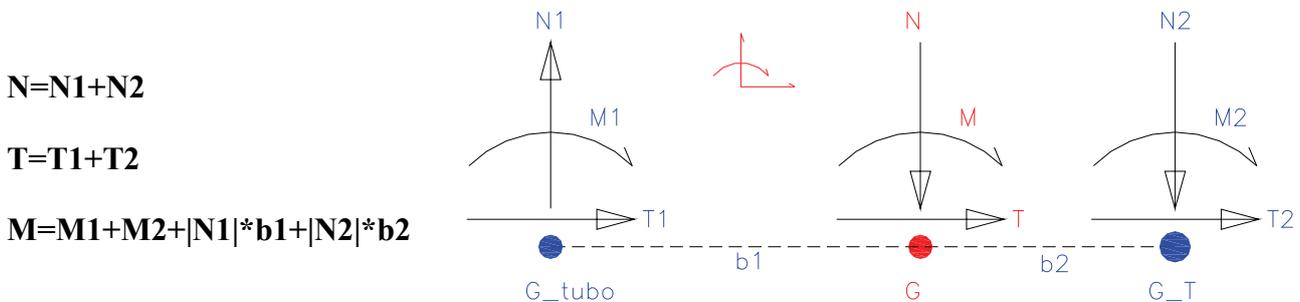


Figura 2-10- Sezione comp. Tubo+T – 3.25 m sul p.f.

Sezione comp. Tubo+T 3.25 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)
Diametro tubo(m)	0.0889	0.0080358	2.523E-04	1.268E-03	8.410E-04	0.0051784	0.1771889
Spessore tubo(m)	0.0063						
Larghezza ala (m)	0.2400			W int T (m³)	W est T (m³)	G-Y T int (m)	G-Y T est (m)
Spessore ala (m)	0.0100			1.268E-03	1.190E-03	0.199	0.212
Altezza anima+ala (m)	0.4100			W int Tubo (m³)	(m³)	G-Y tubo int (m)	G-Y tubo est (m)
Spessore anima (m)	0.0100			1.190E-03	8.41E-04	0.212	0.3

2.4.4.1 Verifiche di resistenza

Le caratteristiche di sollecitazione agenti su tale sezione composta, vengono ottenute combinando le sollecitazioni baricentriche dei singoli elementi strutturali (tubolare e Profilo a "T"), fornite dall'analisi F.E.M., tenendo conto della relativa posizione dei baricentri (indicati in Figura 2-9) come di seguito riportato per la combinazione PPPBVSP:



VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA						Coeff. dinamico	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m)
PPPBVPSP_S200	131	73	36566	1070	667		0.256
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m)
PPPBVPSP_S200	75	57	-70576	25556	15557		0.121
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_S200	99	23	-34011	26627	34124		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
-31.1	36.3	5.14	37.4	190.0			
VERIFICA RESISTENZA - SEZIONE COMPOSTA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m)
PPPAVBSN_S200	131	73	-31305	-858	-537		0.256
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m)
PPPAVBSN_S200	75	57	40259	-21186	-12625		0.121
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVBSN_S200	-	-	8954	-22044	-26048		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
21.7	-29.9	-4.26	30.8	190.0			

2.4.4.2 Verifica a fatica

Le verifiche a fatica vengono condotte ragionando in termini di incrementi di sollecitazione ΔN , ΔT , ΔM .

Gli incrementi di sollecitazione considerati costituiscono per la caratteristica di sollecitazione in esame la differenza tra il massimo e il minimo valore registrati nell'intervallo temporale considerato nell'analisi al passo per effetto della sola azione delle sovrappressioni aerodinamiche. Si tratta quindi di valori di inviluppo.

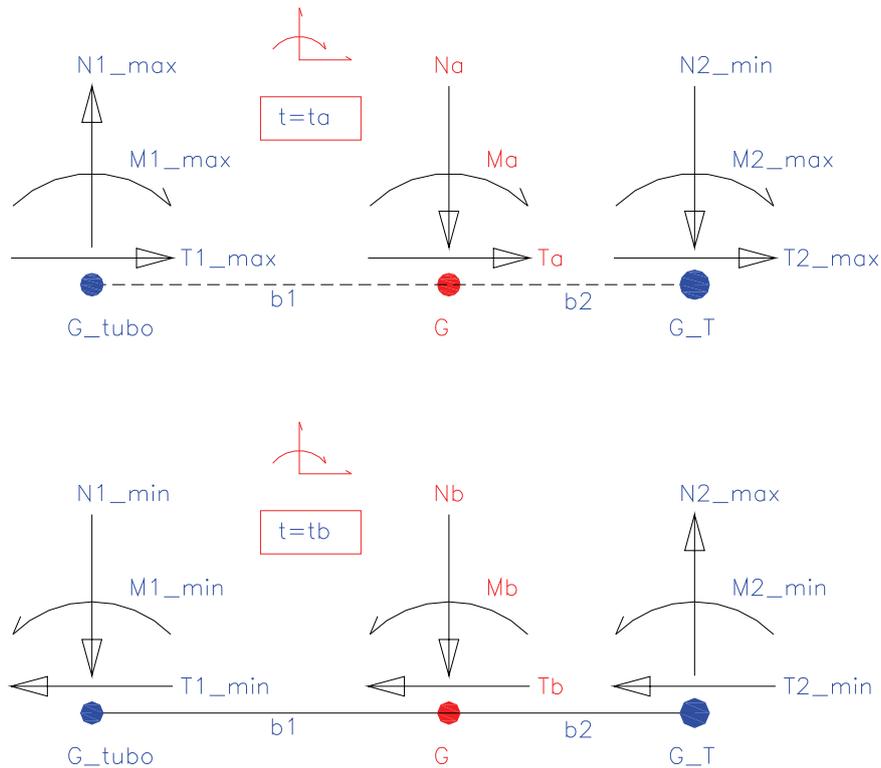
$$\Delta N = N_{max} - N_{min}$$

$$\Delta T = T_{max} - T_{min}$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min}$$

Un'analisi dettagliata, che tenga conto della effettiva contemporaneità delle sollecitazioni dimostra che l'accoppiamento delle sollecitazioni è quello riportato nella figura seguente.

Detto **ta** l'istante in cui nasce il valore massimo della sollecitazione M e **tb** l'istante in cui nasce il valore minimo, si ha:



Pertanto risulta:

$$N_a = N1_{max} + N2_{min}$$

$$N_b = N1_{min} + N2_{max}$$

$$T_a = T1_{max} + T2_{min}$$

$$T_b = T1_{min} + T2_{min}$$

$$M_a = M1_{max} + M2_{max} + |N1_{max}| * b1 + |N2_{min}| * b2$$

$$M_b = M1_{min} + M2_{min} - |N1_{min}| * b1 - |N2_{max}| * b2$$

In definitiva

$$\Delta N = N_a - N_b = N1_{max} + N2_{min} - N1_{min} - N2_{max} = \Delta N1 - \Delta N2$$

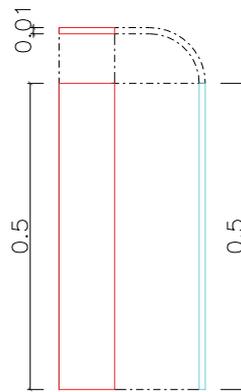
$$\Delta T = T_a - T_b = T1_{max} + T2_{max} - T1_{min} - T2_{min} = \Delta T1 + \Delta T2$$

$$\Delta M = M_a - M_b = M1_{max} + M2_{max} + |N1_{max}| * b1 + |N2_{min}| * b2 - M1_{min} - M2_{min} - (|N1_{min}| * b1) - (|N2_{max}| * b2) = \Delta M1 + \Delta M2 + \Delta N1 * b1 + \Delta N2 * b2$$

VERIFICA FATICA								
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (NM)	SOLLECITAZIONI TUBO	G-G tubo (m)	
FAT	131	73	15788	426	265		0.256	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (NM)	SOLLECITAZIONI T	G-G T (m)	
FAT	75	57	23275	9610	6100		0.121	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$ $\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$	
FAT	-	-	-7487	10036	13223			
VERIFICA FATICA "TUBO"								
$\Delta\sigma_{est}$ "tubo" (N/mm ²)					Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²)		
14.8					56	26.20		
$\Delta\sigma_{int}$ "tubo" (N/mm ²)					Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²)		
10.2					140	82.52		
VERIFICA FATICA "T"								
$\Delta\sigma_{est}$ "T" (N/mm ²)					Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²)		
10.2					140	82.52		
$\Delta\sigma_{int}$ "T" (N/mm ²)					Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²)		
-11.4					140	82.52		

2.4.5 Sezione 5 – Calastrello Profilo T-Tubo – 4.0 m sul p.f.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc.) sono riportate in Figura 2-11. Si tratta del piatto rettangolare di collegamento tra la il profilo composto a "T" e il tubolare posto a 4m sul piano del ferro; è il primo salendo verso l'alto e quindi il più sollecitato.



Area: 0.00500000
 Perimetro: 1.01999934
 Casella di delimitazione: X: 0.14726025 -- 0.15726025
 Y: 0.71719217 -- 1.21719184
 Baricentro: X: 0.15226025
 Y: 0.96719200
 Momenti di inerzia: X: 0.00478147
 Y: 0.00011596
 Prodotti di inerzia: XY: 0.00073632
 Raggi di girazione: X: 0.97790269
 Y: 0.15228761
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000004 lungo [0.00000000 1.00000000]
 J: 0.00010417 lungo [-1.00000000 0.00000000]

Figura 2-11 - Calastrello Profilo T-Tubo – 4.0 m sul p.f.

Calastrello Profilo T-Tubo 4 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W sup (m ³)	W inf (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)
Altezza piatto (m)	0.5000	0.005000	1.04E-04	0.0004167	0.0004167	0.0050000	0.1443376
Spessore piatto (m)	0.0100						

2.4.5.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff. dinamico	1.80
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_S200	41	51	-267	33868	-1843	SODDISFATTA	
σ sup (N/mm ²)	σ inf (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
4.4	-4.5	6.8	12.6	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVBSN_S200	41	51	84	-28279	1479	SODDISFATTA	
σ sup (N/mm ²)	σ inf (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-	-	-
-3.5	3.6	-5.7	10.4	190.0			

2.4.5.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA 1: lato int. Barriera							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (Nm)	VERIFICA	$\Delta\tau < \Delta\tau_{am}$ $\Delta\sigma_{inf} < \Delta\sigma_{am}$
FAT	41	51	225	14086	739	SODDISFATTA	
$\Delta\sigma$ sup (N/mm ²)	$\Delta\sigma$ inf (N/mm ²)		$\Delta\tau$ (N/mm ²)	Categoria particolare sigma	Categoria particolare tau	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm ²)	$\Delta\tau_{am}$ (N/mm ²)
-1.7	1.8		2.8	140	80	82.52	53.28
VERIFICA FATICA 2: lato est. Barriera							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (Nm)	VERIFICA	$\Delta\tau < \Delta\tau_{am}$ $\Delta\sigma_{inf} < \Delta\sigma_{am}$
FAT	41	60	225	14086	739	SODDISFATTA	
$\Delta\sigma$ sup (N/mm ²)	$\Delta\sigma$ inf (N/mm ²)		$\Delta\tau$ (N/mm ²)	Categoria particolare sigma	Categoria particolare tau	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm ²)	$\Delta\tau_{am}$ (N/mm ²)
-1.7	1.8		2.8	63	80	37.14	53.28

2.4.6 Sezione 6 – Tubolare 88.9x6.3 – 2.00 m sul p.f.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc.) sono riportate in Figura 2-12.



Area: 0.00163482
 Perimetro: 0.51899111
 Casella di delimitazione: X: -355.02457058 -- -354.93567058
 Y: 128.95249319 -- 129.04139319
 Baricentro: X: -354.98012058
 Y: 128.99694319
 Momenti di inerzia: X: 27.20378476
 Y: 206.00536820
 Prodotti di inerzia: XY: -74.86070644
 Raggi di girazione: X: 128.99694652
 Y: 354.98012178
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000140 lungo [1.00000000 0.00000000]
 J: 0.00000140 lungo [0.00000000 1.00000000]

Figura 2-12 - Tubolare 88.9x6.3 – 2.00 m sul p.f.

Tubo montante - 2.0m su p.f.		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W sup (m ³)	W inf (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)
Diametro (m)	0.0889	0.0016340	1.402E-06	3.155E-05	3.155E-05	0.0010784	0.0292953
Spessore (m)	0.0063						

2.4.6.1 Verifiche di resistenza

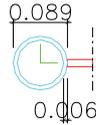
VERIFICA RESISTENZA						Coeff. dinamico	1.80
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_S200	99	100	-2157	182	-374		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
10.5	-13.2	0.2	13.2	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVBSN_S200	99	100	1661	-197	289		
σ int barr (N/mm2)	σ est barr (N/mm2)	τ (N/mm2)	σ_{id} (N/mm2)	σ_{am} (N/mm2)	-		
-8.1	10.2	-0.2	10.2	190.0			

2.4.6.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$
FAT	99	100	880	86	152		$\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm2)					Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm2)	
-4.3					160	94.31	
	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm2)				Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm2)	
	5.3				56	26.20	

2.4.7 Sezione 7 – Tubolare 88.9x6.3 – 2.25 m sul p.f.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc.) sono riportate in Figura 2-12.



Area: 0.00163482
 Perimetro: 0.51899111
 Casella di delimitazione: X: -355.02457058 -- -354.93567058
 Y: 128.95249319 -- 129.04139319
 Baricentro: X: -354.98012058
 Y: 128.99694319
 Momenti di inerzia: X: 27.20378476
 Y: 206.00536820
 Prodotti di inerzia: XY: -74.86070644
 Raggi di girazione: X: 128.99694652
 Y: 354.98012178
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000140 lungo [1.00000000 0.00000000]
 J: 0.00000140 lungo [0.00000000 1.00000000]

Figura 2-13 - Tubolare 88.9x6.3 – 2.00 m sul p.f.

Tubo montante - 2.0m su p.f.		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W sup (m ³)	W inf (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)
Diametro (m)	0.0889	0.0016340	1.402E-06	3.155E-05	3.155E-05	0.0010784	0.0292953
Spessore (m)	0.0063						

2.4.7.1 Verifiche di resistenza

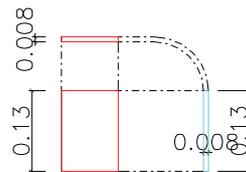
VERIFICA RESISTENZA						Coeff. dinamico 1.80	
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_S200	67	27	-2128	175	-417		
σ int barr (N/mm ²)	σ est barr (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
11.9	-14.5	0.2	14.5	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVBSN_S200	67	27	1691	-203	337		
σ int barr (N/mm ²)	σ est barr (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-9.6	11.7	-0.2	11.7	190.0			

2.4.7.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\sigma_{est} < \Delta\sigma_{am,est}$ $\Delta\sigma_{int} < \Delta\sigma_{am,int}$
FAT	67	27	881	84	172		
$\Delta\sigma$ int barr (N/mm ²)					Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,int}$ (N/mm ²)	
-4.9					56	26.20	
	$\Delta\sigma$ est barr (N/mm ²)				Categoria particolare	$\Delta\sigma_{am,est}$ (N/mm ²)	
	6.0				160	94.31	

2.4.8 Sezione 8 – Calastrello Tondo $\phi 30$ – Tubolare – 3 m sul p.f.

Le verifiche vengono condotte facendo riferimento alla sezione le cui caratteristiche geometriche e meccaniche (momento di inerzia, posizione del baricentro, ecc.) sono riportate in Figura 2-14. Si tratta di uno dei due piatti di collegamento degli archi esterni con il tubolare, della coppia più sollecitata. Si considera la sezione di attacco al tubolare.



Area: 0.00103999
 Perimetro: 0.27599801
 Casella di delimitazione: X: -30.02974521 -- -30.02174521
 Y: -24.93211537 -- -24.80211537
 Baricentro: X: -30.02574522
 Y: -24.86711587
 Momenti di inerzia: X: 0.64310494
 Y: 0.93760003
 Prodotti di inerzia: XY: 0.77651390
 Raggi di girazione: X: 24.86714418
 Y: 30.02574531
 Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
 I: 0.00000001 lungo [0.00000047 -1.00000000]
 J: 0.00000146 lungo [1.00000000 0.00000047]

Figura 2-14 - Calastrello Tondo D30 – Tubolare – 3m sul p.f.

Si trascura il contributo dei momenti e dei tagli nel piano orizzontale in quanto assai modesti e portati dal piatto orizzontale di irrigidimento disposto tra i due calastrelli.

Calast. tondo D30 - tubo - 3m su p.f.		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aty (m ²)	ix (m)
Altezza piatto (m)	0.1300	0.001040	1.46E-06	0.0000225	0.0000225	0.0008667	0.0375278
Spessore piatto (m)	0.0080						

2.4.8.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						Coeff. dinamico	1.80
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_S200	38	31	-647	6903	1616		
σ_{inf} (N/mm ²)	σ_{sup} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-72.3	71.1	8.0	73.6	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVBSN_S200	38	31	487	-5717	-1335		
σ_{inf} (N/mm ²)	σ_{sup} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
59.7	-58.8	-6.6	60.8	190.0			

2.4.8.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta \tau < \Delta \tau_{am}$ $\Delta \sigma_{sup} < \Delta \sigma_{am}$
FAT	38	31	273	2936	686		
$\Delta \sigma_{inf}$ (N/mm ²)	$\Delta \sigma_{sup}$ (N/mm ²)	$\Delta \tau$ (N/mm ²)	Categoria particolare sigma	Categoria particolare tau	$\Delta \sigma_{am}$ (N/mm ²)	$\Delta \tau_{am}$ (N/mm ²)	
-30.2	30.7	3.4	63	80	37.14	53.28	

2.4.9 Sezione 9 –Tondo $\phi 30$ – 3 m sul p.f.

Si tratta di un tondo pieno di diametro 30 mm. Poiché l'elemento strutturale preso in considerazione è molto snello, e l'asse dell'asta possiede una modesta curvatura prestabilita ($R=24.52$ m), si procede alla verifica a presso flessione mettendo in conto la massima eccentricità geometrica pari a 0.0039 m.

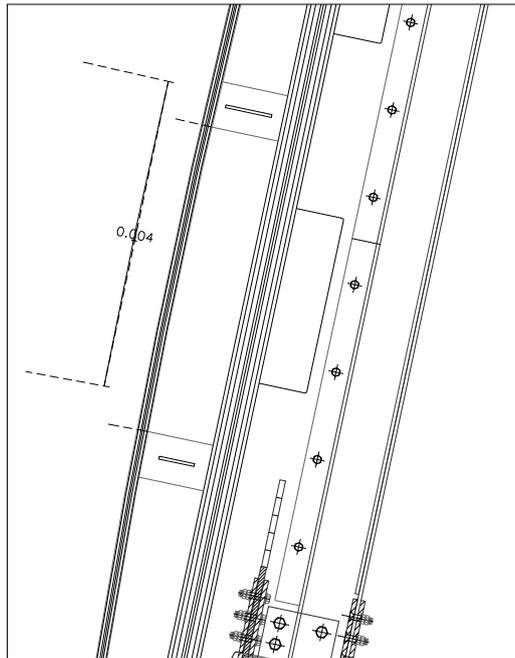


Figura 2-15 – Archi D30 - Individuazione della massima eccentricità;

Pertanto la sezione viene verificata considerando uno sforzo normale N (risultante dall'analisi f.e.m.) e un momento $M=N*0.0039$. Per i tagli si fa riferimento ai valori forniti dall'analisi f.e.m.

Tondo $\phi 30$ 3.0 m		A (m ²)	Jx (m ⁴)	W int barr (m ³)	W est barr (m ³)	Aly (m ²)	Ix (m)	9
Diametro (m)	0.0300	0.000707	3.98E-08	0.0000027	0.0000027	0.0006362	0.0075010	

2.4.9.1 Verifiche di resistenza

VERIFICA RESISTENZA						SOLLECITAZIONI T	G-G T (m)
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPBVPSP_S200	33	72	8077	12	32		
σ_{inf} (N/mm ²)	σ_{sup} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
-0.8	23.6	0.0	23.6	190.0			
VERIFICA RESISTENZA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	N (N)	T (N)	M (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\sigma_{id} < \sigma_{am}$
PPPAVBSN_S200	33	72	-6370	1	-25		
σ_{inf} (N/mm ²)	σ_{sup} (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	σ_{id} (N/mm ²)	σ_{am} (N/mm ²)	-		
0.6	-18.6	0.0	18.6	190.0			

2.4.9.2 Verifica a fatica

VERIFICA FATICA							
CONDIZIONE DI CARICO	ELEMENTO	NODO	ΔN (N)	ΔT (N)	ΔM (Nm)	VERIFICA SODDISFATTA	$\Delta\tau < \Delta\tau_{am}$ $\Delta\sigma_{sup} < \Delta\sigma_{am}$
FAT	33	72	3344	2	13		
$\Delta\sigma_{inf}$ (N/mm ²)	$\Delta\sigma_{sup}$ (N/mm ²)		$\Delta\tau$ (N/mm ²)	Categoria particolare sigma	Categoria particolare tau	$\Delta\sigma_{am}$ (N/mm ²)	$\Delta\tau_{am}$ (N/mm ²)
-0.3	9.8		0.0	56	80	26.20	53.28

2.4.10 Verifica del collegamento montante in acciaio - manufatto in C.A.

Il collegamento viene realizzato con una sella in acciaio, costituita da piatti di spessore 10 mm, annegata nel calcestruzzo e con 6+6 barre quadre 30x30 mm passanti trasversalmente nel calcestruzzo e saldate a cordone d'angolo sui piatti della sella; le sollecitazioni derivanti dal montante in acciaio vengono trasferite al calcestruzzo attraverso il giunto superiore.

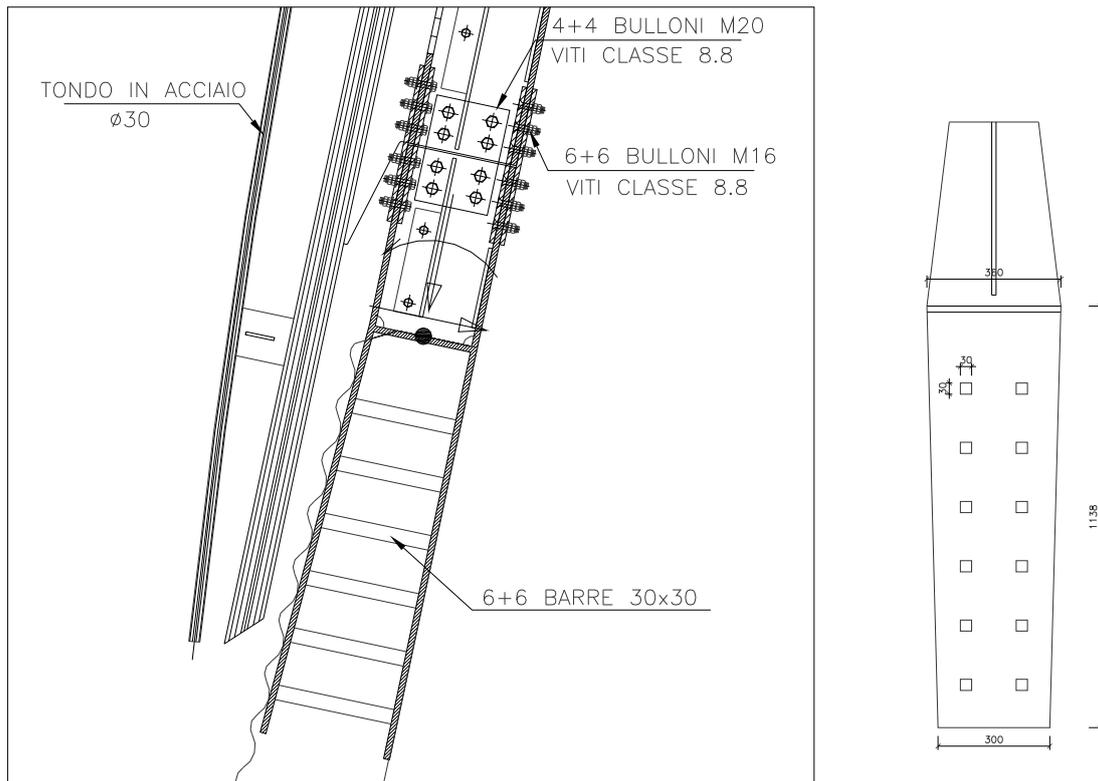


Figura 2-16 -Sella annegata nella base in calcestruzzo.

Si procede di seguito alle verifiche a fatica e resistenza delle barre quadre annegate nel calcestruzzo e alla verifica a schiacciamento del calcestruzzo. Per ottenere le sollecitazioni necessarie a eseguire tali verifiche si è messo a punto un modello del collegamento agli elementi finiti descritto nel seguito.

2.4.10.1 Descrizione del modello f.e.m. del collegamento acciaio-calcestruzzo

Si tratta un modello agli elementi finiti realizzato in Straus 7.2 che riproduce fedelmente la geometria del collegamento (vedi Figura 2-17).

I piatti di acciaio che costituiscono le ali del profilo annegato sono stati modellati mediante elementi "shell" disposti nei piani baricentrici. Nella modellazione si è tenuto conto della particolare geometria dei piatti.

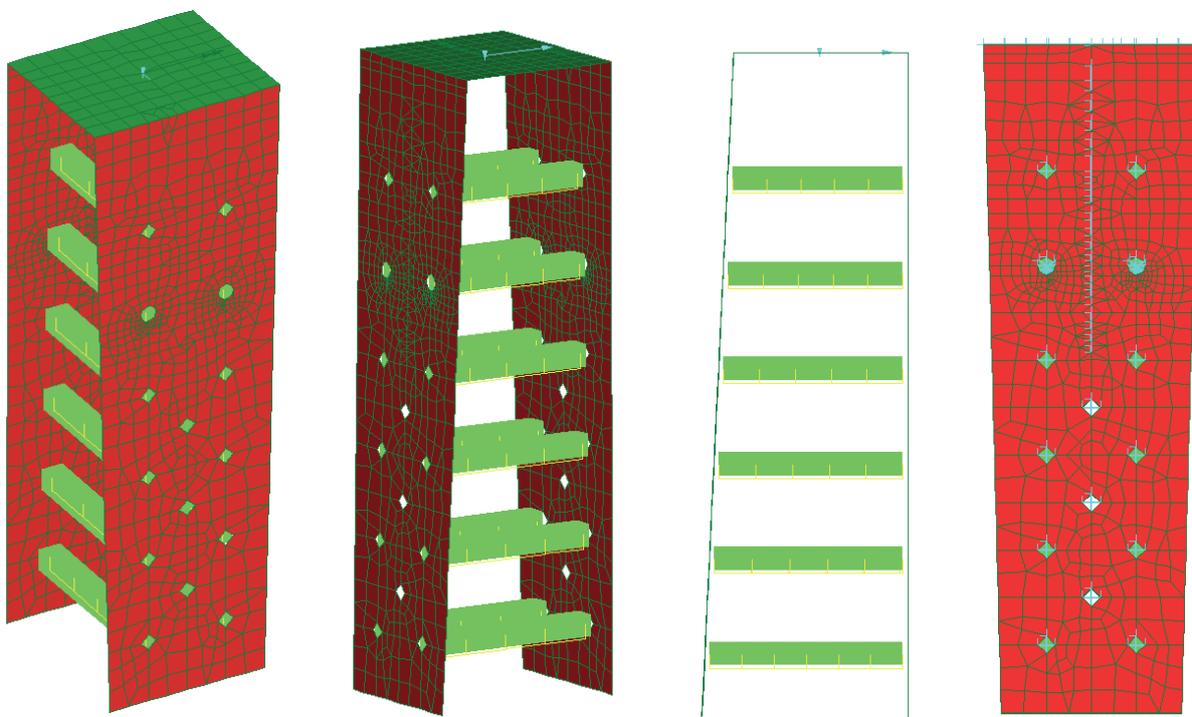


Figura 2-17 - Modello f.e.m. del collegamento acciaio-calcestruzzo – viste e prospetti;

Le barre quadre annegate nel calcestruzzo sono state modellate con elementi "beam" di lunghezza pari a quella effettiva. Il collegamento con gli elementi "shell" è stato eseguito utilizzando "link" rigidi con i quali si è tenuto conto anche dello spessore effettivo dei piatti d'ala. Altri "link" rigidi sono stati utilizzati per schematizzare la sezione di attacco sul piatto superiore.

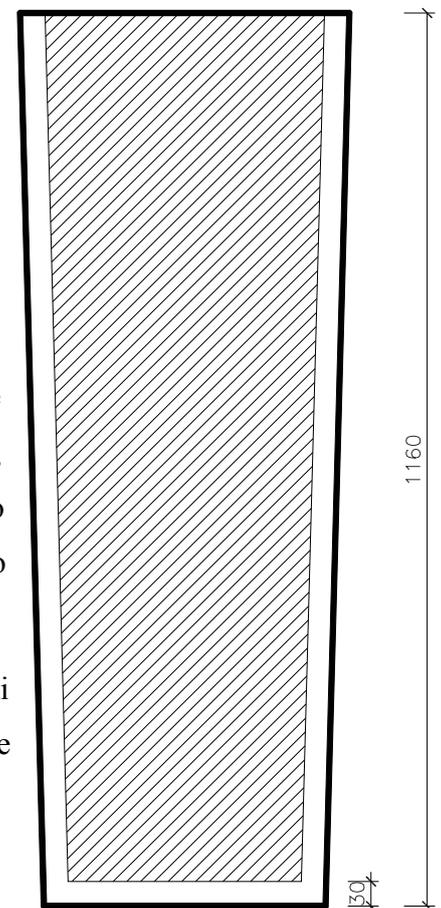
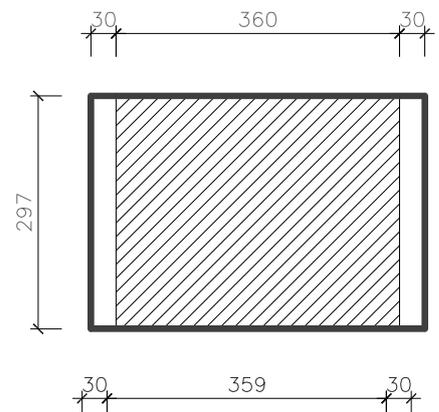
A tale sezione "rigida" vengono applicate le sollecitazioni ottenute mediante l'analisi globale della struttura al Sap 2000 come carico nodale (N, M, T) applicato nel baricentro (vedi Figura 2-16).

La sella metallica così modellata è annegata nella base in calcestruzzo. L'interazione tra i piatti di acciaio, le barre quadre e il calcestruzzo è schematizzata utilizzando molle di rigidezza e di caratteristiche opportune.

Il piatto superiore e i piatti laterali del collegamento sono appoggiati su un letto di molle reagenti solo a compressione la cui rigidezza (assegnata come rigidezza per unità di superficie) è stata così valutata:

Piatto Superiore			A= 0.10692 mq
E	38237	N/mmq	$K_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot A_{cls}}{S_{cls}}$
Ainfl	125928	mmq	
S=3D=	30	mm	
K=	1.60503E+11	N/m	
K/A=	1.50115E+12	Pa/m	

Piatto laterale			A= 0.372027 mq
E=	38237	N/mmq	$K_{cls} = \frac{E_{cls} \cdot A_{cls}}{S_{cls}}$
Ainfl=	455882	mmq	
S=3D=	30	mm	
K=	5.81048E+11	N/m	
K/A=	1.56185E+12	Pa/m	



In sostanza si assegna alle molle la rigidezza assiale a compressione relativa a una porzione di calcestruzzo reagente (Rck45; $E=5700 \cdot (45)^{0.5}$) avente un'area di base pari a quella del piatto aumentata di 2 volte lo spessore D e una altezza pari a 3 volte lo spessore D, mentre la rigidezza a trazione è nulla.

L'utilizzazione di vincoli non lineari impone ovviamente la necessità di eseguire sul modello un'analisi al passo di tipo non lineare

Le barre quadre sono appoggiate su un letto di molle reagenti sia a trazione che a compressione (poiché il calcestruzzo avvolge completamente la barra) la cui rigidezza è stata valutata in funzione del "coefficiente di sottofondo del calcestruzzo". La scelta di assegnare la rigidezza del supporto in funzione di questo parametro nasce dalla necessità di mettere in relazione la capacità portante del sistema di collegamento alle caratteristiche geometriche e meccaniche del connettore e del supporto. Il valore da assegnare al coefficiente di sottofondo del calcestruzzo, inteso come la pressione che provoca lo spostamento unitario, è stato valutato come di seguito descritto.

Tale valore è valido per barre 30x30 realizzate in acciaio Fe430 e annegate in un calcestruzzo Rck45 e vale $K_w = 4.016E+11$ MPa. Pertanto la rigidezza assegnata al supporto nel modello vale:

RigidezzaCLS quadro 30X30			
d=	3	cm	largh
b=	3	cm	altezza
$J=d*b^3/12=$	6.750	cm ⁴	
E=	2100000	kg/cm ²	
EJ=	14175000	kg cm ²	
$f_{yd}=$	2650	kg/cm ²	Fe430
$f_{cd}=$	3735	kg/cm ²	Rck45
$K_w=$	4.016E+11	N/m/m ²	
$K=K_w*2d=$	2.410E+10	N/m/m	

Valutazione del coefficiente di sottofondo del calcestruzzo come supporto di un elemento annegato

Una barra annegata nel calcestruzzo è schematizzabile come un'asta inserita in un mezzo elastico (vedi Figura 2-18). Presso il bordo anteriore si produce una punta elevata di pressione che è funzione della rigidezza a flessione e della resistenza dell'asta stessa, nonché del modulo di elasticità E del calcestruzzo reagente (rigidezza del supporto).

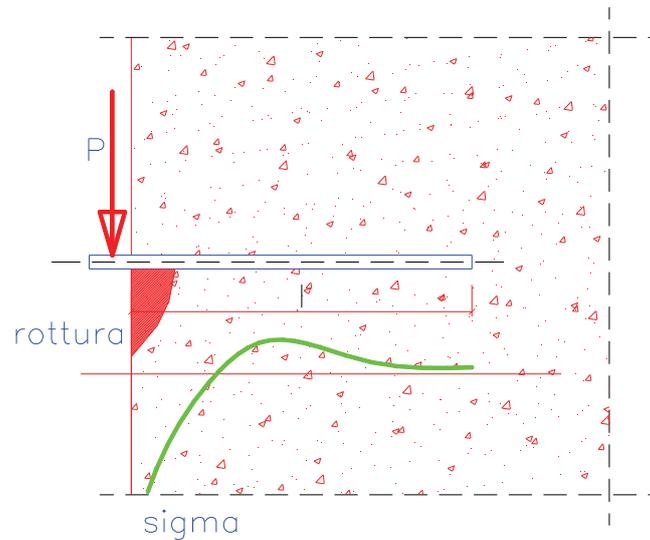


Figura 2-18 - Andamento delle tensioni su un'asta inserita nel calcestruzzo

In mancanza di valori affidabili relativi al comportamento del calcestruzzo sotto questo tipo di sollecitazione non è possibile un trattamento teorico sicuro, pertanto si fa riferimento a risultati sperimentali come quelli di B.H. Rasmussen, codificati anche dal MC90 (par. 3.10 "Dowel Action").

Questo autore indica, nel caso in cui il calcestruzzo di bordo sia confinato da una piastra (come nel caso in esame), che il carico di rottura ultimo per il collegamento vale:

$$P_U = 2.5 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

dove:

ϕ è il diametro della barra;

f_{cd} è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo in kg/cm^2 ;

f_{yd} è il valore di progetto della tensione di snervamento del bullone in kg/cm^2 ;

Per l'applicazione di tale equazione, Rasmussen propone come coefficiente di sicurezza $n=5$, per garantire che lo spostamento della barra nel punto di carico sotto il carico di servizio, rimanga al di sotto di 0.005ϕ .

Pertanto si ammette che sotto il carico $P_{am}=P_u/5$ si abbia uno spostamento $v=0.005\phi$, da cui si ricava immediatamente la **rigidezza del supporto**:

$$K = \frac{P_{am}}{\nu} = \frac{P_U / 5}{0.005 \cdot \phi} = \frac{2.5 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{0.005 \cdot \phi} = \frac{\phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{0.005 \cdot \phi} = \frac{\phi^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{2} \cdot \frac{1}{0.005 \cdot \phi} =$$

$$= \frac{\phi \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{2} \cdot \frac{1}{0.005} = \frac{\phi \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{0.01} = 100 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

Il valore di tale rigidezza può essere valutato anche assimilando la barra ad un "palo" immerso nel terreno con la sommità impedita di ruotare. In tal caso, se si accetta l'ipotesi di comportamento elastico lineare sia per il palo che per il terreno, è noto che una forza H applicata in sommità del palo provoca uno spostamento orizzontale al massimo pari a:

$$y_{\max} = \frac{H \cdot L_0^3}{4EJ}$$

dove:

$$L_0 \text{ è la lunghezza elastica del palo e vale } L_0 = \left(\frac{4EJ}{E_s} \right)^{1/4};$$

EJ è la rigidezza flessionale del palo;

E_s è il modulo di elasticità del suolo e vale **E_s=K_w B**, essendo **K_w** il coefficiente di sottofondo (la nostra incognita) e **B=2φ** la larghezza della zona interessata dal palo nei suoi spostamenti;

Pertanto **la rigidezza del sistema** si valuta immediatamente come:

$$K = \frac{H}{y_{\max}} = \frac{H}{\frac{H \cdot L_0^3}{4EJ}} = \frac{4EJ}{L_0^3}$$

Da cui

$$K = \frac{4EJ}{L_0^3} = \frac{4EJ}{\left(\frac{4EJ}{E_s} \right)^{3/4}} = \frac{4EJ}{\left(\frac{4EJ}{K_w \cdot 2 \cdot \phi} \right)^{3/4}} = \frac{4EJ}{\left(\frac{2EJ}{K_w \cdot \phi} \right)^{3/4}} = \frac{2 \cdot (2EJ)^{4/4}}{\left(\frac{2EJ}{K_w \cdot \phi} \right)^{3/4}} = 2 \cdot (2EJ)^{4/4} \cdot \frac{(2EJ)^{-3/4}}{(K_w \cdot \phi)^{-3/4}} =$$

$$= 2 \cdot (2EJ)^{1/4} \cdot (K_w \cdot \phi)^{3/4}$$

Eguagliando la rigidità così calcolata con quella valutata precedentemente con le equazioni di Rasmussen si ottiene:

$$2 \cdot (2EJ)^{1/4} \cdot (K_w \cdot \phi)^{3/4} = 100 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}$$

A questo punto si può ottenere il coefficiente di sottofondo K_w risolvendo l'equazione.

$$(2EJ)^{1/4} \cdot (K_w \cdot \phi)^{3/4} = 50 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} ;$$

$$(2EJ)^{1/4} \cdot (K_w \cdot \phi)^{3/4} = 50 \cdot \phi \cdot (f_{cd} \cdot f_{yd})^{1/2} ;$$

$$(K_w \cdot \phi)^{3/4} = 50 \cdot \phi \cdot \frac{(f_{cd} \cdot f_{yd})^{2/4}}{(2EJ)^{1/4}} ; \quad (K_w \cdot \phi)^{3/4} = 50 \cdot \phi \cdot \frac{(f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2)^{1/4}}{(2EJ)^{1/4}} ;$$

$$(K_w \cdot \phi)^{3/4} = 50 \cdot \phi \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ} \right)^{1/4} ; \quad [(K_w \cdot \phi)^{3/4}]^{4/3} = \left[50 \cdot \phi \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ} \right)^{1/4} \right]^{4/3} ;$$

$$K_w \cdot \phi = \left[50 \cdot \phi \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ} \right)^{1/4} \right]^{4/3} ; \quad K_w = 50^{4/3} \cdot \phi^{4/3} \cdot \phi^{-1} \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ} \right)^{1/3}$$

$$K_w = 50^{4/3} \cdot \phi^{1/3} \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ} \right)^{1/3} = \sqrt[3]{6250000 \cdot \phi \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ} \right)}$$

In definitiva:

$$K_w = 184.2 \cdot \sqrt[3]{\phi \cdot \left(\frac{f_{cd}^2 \cdot f_{yd}^2}{2EJ} \right)}$$

dove

ϕ è il diametro della barra;

f_{cd} è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo in kg/cm^2 ;

f_{yd} è il valore di progetto della tensione di snervamento del bullone in kg/cm^2 ;

EJ è la rigidità flessionale del connettore;

Nel caso in oggetto si ha:

d=	3	cm	largh
b=	3	cm	altezza
$J=d*b^3/12=$	6.750	cm ⁴	
E=	2100000	kg/cm ²	
EJ=	14175000	kg cm ²	
$f_{yd}=$	2650	kg/cm ²	Fe430
$f_{cd}=$	3735	kg/cm ²	Rck45
$K_w=$	4.016E+11	N/m/m ²	

2.4.10.2 Verifiche a fatica dei connettori

Le barre quadre 30x30 sono saldate ai piatti della sella, mediante un cordone d'angolo 5x5. Pertanto si procede alla verifica della barra, in quanto la saldatura è automaticamente verificata essendo dotata di un'inerzia superiore a quella della barra (vedi Figura 2-19) e quindi a parità di sollecitazioni a tensioni inferiori.

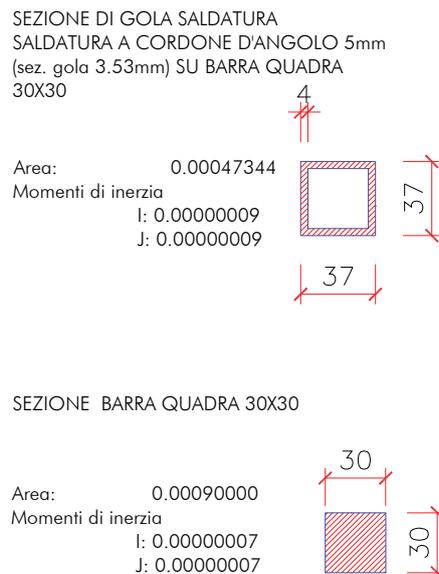


Figura 2-19 - Caratteristiche meccaniche e geometriche del connettore e della saldatura;

Per le verifiche a fatica sono state considerate le seguenti condizioni di carico:

- condizione “**t=1.543 sec**” – si tratta della configurazione di carico che la sella subisce in corrispondenza all'istante $t=1.543$ sec per effetto della sovrappressione aerodinamica a $V=200$ km/h; in tale istante si registra il massimo valore del momento flettente nell'ambito dell'analisi al passo eseguita sulla struttura in SAP2000 .
- condizione “**t=1.652 sec**” – si tratta della configurazione di carico che la sella subisce in corrispondenza all'istante $t=1.652$ sec per effetto della sovrappressione aerodinamica a $V=200$ km/h; in tale istante si registra il minimo valore del momento flettente nell'ambito dell'analisi al passo eseguita sulla struttura in SAP2000.

VERIFICA A FATICA

		ATTACCO SUPERIORE		N	V	M
				[N]	[N]	[N m]
t[sec]		V200	Nmax-Mmin	369	7157	-11321
1.543	Spinta verso int.	V200	Nmin-Mmax	-407	-5252	16541
1.652	Spinta verso est.					

Queste prime due condizioni di carico sono state utilizzate per ricavare le sollecitazioni con cui eseguire le verifiche a fatica delle barre.

Per la barra 30x30 più sollecitata risulta:

Giunto in croce - cordone d'angolo

VERIFICA A FATICA 30X30

$\Delta\sigma_A = 63$

t[sec]	d	b	A	$J_x = b \cdot d^3 / 12$	W_x	N_{max}	M_{2max}	$\sigma_{max.s} = N/A - M/W_x$	$\sigma_{max.i} = N/A + M/W_x$
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[N]	[N m]	[MPa]	[MPa]
1.543	30	30	900	67500	4500	860	11	-1.59	3.50

t[sec]	d	b	A	$J_x = b \cdot d^3 / 12$	W_x	N_{max}	M_{2max}	$\sigma_{min.s} = N/A - M/W_x$	$\sigma_{min.i} = N/A + M/W_x$
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[N]	[N m]	[MPa]	[MPa]
1.652	30	30	900	67500	4500	2248	-53	14.31	-9.31

$\Delta\sigma_s$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma$	$\Delta\sigma_{At}$	$\Delta\sigma_D$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-15.90	12.82	15.90	60.19	35.48

La verifica è soddisfatta.

2.4.10.3 Verifiche di resistenza dei connettori

Per le verifiche di resistenza sono state considerate le seguenti condizioni di carico:

- condizione PPPBVSP_S200 – si tratta della disposizione di carico superiore che la sella subisce in corrispondenza alla condizione di carico analogo PPPBVSP_S200 nell'ambito dell'analisi al passo eseguita sulla struttura in SAP2000 (vedi paragrafo 2.3.5).
- condizione PPPAVNSN_S200 – si tratta della disposizione di carico superiore che la sella subisce in corrispondenza alla condizione di carico analoga PPPAVNSN_S200 nell'ambito dell'analisi al passo eseguita sulla struttura in SAP2000 (vedi paragrafo 2.3.5).

VERIFICA DI RESISTENZA

ATTACCO SUPERIORE		N	V	M
		[N]	[N]	[N m]
Spinta verso int.	PPPBVPSP_S200	-23146	35899	72499
Spinta verso est.	PPPAVBSN_S200	-6510	-29402	-58659

Queste prime due condizioni di carico sono state utilizzate per ricavare le sollecitazioni con cui eseguire le verifiche di resistenza delle barre.

Per la barra 30x30 più sollecitata risulta:

VERIFICA DI RESISTENZA 30X30

d	b	A	$J_x = b \cdot d^3 / 12$	W_x	At
[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[mm ³]	[mm ²]
30	30	900	67500	4500	900
30	30	900	67500	4500	900

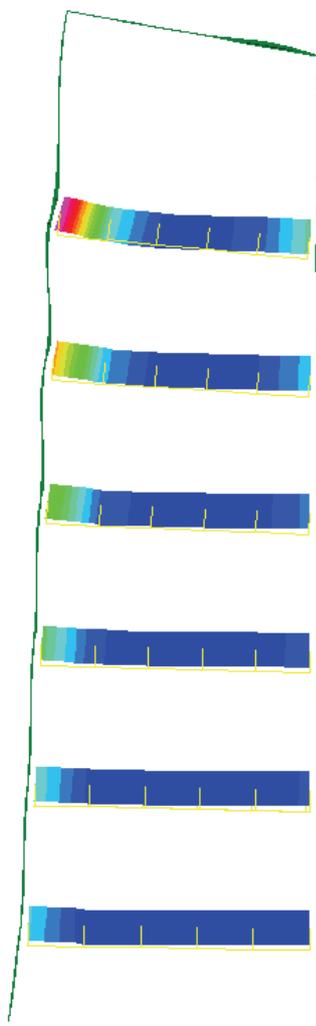
	N	V	M	$\sigma = N/A + M/W_x$	$\sigma = N/A - M/W_x$	$\tau = V/At$	$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5}$
	[N]	[N]	[N m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_S200	6071	-4261	-378	-77.18	90.67	-4.73	91.04
PPPAVNSN_S200	7191	3378	306	75.99	-60.01	3.75	76.27

La verifica è soddisfatta.

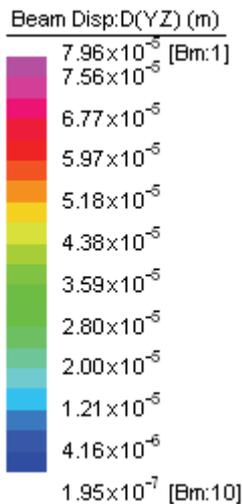
2.4.10.4 Verifiche a schiacciamento locale del calcestruzzo

Si verifica che le tensioni di compressione indotte sul calcestruzzo dalle barre per effetto delle sollecitazioni trasmesse dalle facce della sella, non superino il valore ammissibile previsto $\sigma_{amm.cls}=Rck/1.3$.

Il valore massimo della tensione sul calcestruzzo si ricava moltiplicando il coefficiente di sottofondo del calcestruzzo per il valore massimo dello spostamento del connettore nel piano verticale che si raggiunge in corrispondenza della condizione di carico PPPBVSP_S200.



Dimensione Barrotto	D=	30	mm	
Coeff. Sottofondo del CLS	K_w =	4.016E+11	N/m/m ²	
Spostamento max	w_{max} =	7.96E-05	m	
Sigma sul calcestruzzo	$\sigma_{cls}=K_w * w_{max}$ =	31.97	Mpa	
Sigma ammissibile sul cls	$\sigma_{amm.cls}$ =	34.62	Mpa	σ_{an}
	$\sigma_{cls} < \sigma_{amm.cls}$		ok	



2.4.11 Verifica del collegamento bullonato a quota 2.5 m sul p.f.

Si procede alle verifiche di resistenza e fatica del giunto bullonato posto a quota 2.5 m sul piano ferro le cui caratteristiche sono riportate nella seguente Figura 2-20. Tale giunto viene calcolato come un giunto a taglio.

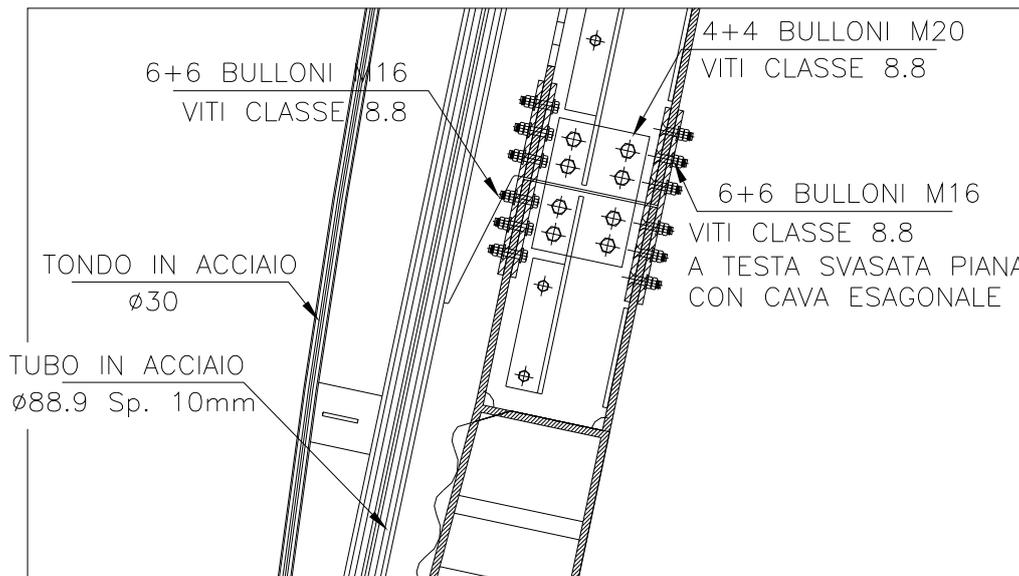
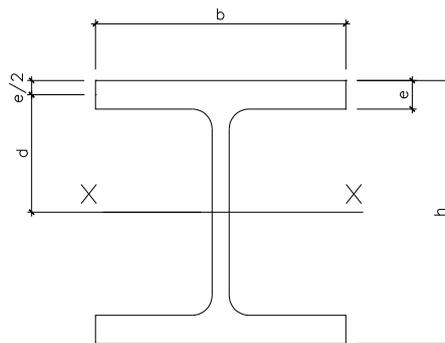


Figura 2-20 - Giunto bullonato a quota 2.5m su p.f.



Con riferimento alla figura precedente indichiamo con:

A_{bp} area gambo bullone sulla piattabanda

A_{ba} area gambo bullone sull'anima

$M_p = b \cdot e \cdot (d_1^2 + d_2^2) \cdot M_x / J_x$ quota del momento M_x trasmesso dai coprigiunti dalle ali

$M_a = (1 - b \cdot e \cdot (d_1^2 + d_2^2) / J_x) \cdot M_x$ quota del momento M_x trasmesso dai coprigiunti dall'anima

$N_p = 2 \cdot b \cdot e \cdot N / A$ quota dello sforzo normale N trasmesso dai coprigiunti dalle ali

$N_a = (1 - 2 \cdot b \cdot e / A) \cdot N$ quota dello sforzo normale N trasmesso dai coprigiunti dall'anima

$S_{px} = M_p / (h - e) + N_p / 2$ sforzo dovuto a M_p e N_p che sollecita i coprigiunti delle ali su un lato del profilo

$S_{py} = M_y / t$ sforzo dovuto a M_y che sollecita i coprigiunti e i bulloni delle ali su un lato del profilo
 t distanza tra i bulloni delle ali in direzione longitudinale barriera

$V_p = T_y / (n_{bp} \cdot 2)$ quota di taglio orizzontale T_y su ogni bullone delle ali (n_{bp} num. totale bulloni ali)

$H_p = S_{px} / n_{bp} + S_{py} / n_{bp}$ quota di taglio verticale su un bullone delle ali

$R_p = (V_p^2 + H_p^2)^{0.5}$ taglio complessivo su un bullone delle ali

$V_a = T_x / n_{ba}$ quota di taglio T_x su ogni bullone dell'anima (n_{ba} numero bulloni anima)

f coefficiente dipendente dal numero di file di bulloni sull'anima e dal numero di bulloni su una fila sull'anima

h' distanza tra i bulloni più esterni sull'anima

$H_a = f \cdot M_a / h' + N_a / n_{ba}$ quota di taglio sul bullone più esterno dell'anima dovuta al momento M_a e allo sforzo normale N_a

$R_a = (V_a^2 + H_a^2)^{0.5}$ taglio complessivo sul bullone più esterno dell'anima

$\tau_{bp} = R_p / (n_{fp} \cdot A_{bp})$ tensione di taglio sui bulloni delle ali a resistenza (n_{fp} numero facce resistenti)

$\tau_{ba} = R_a / (n_{fa} \cdot A_{ba})$ tensione di taglio sui bulloni dell'anima a resistenza (n_{fa} numero facce resistenti)

$\Delta\tau_{bp} = 2 \cdot R_p / (n_{fp} \cdot A_{bp})$ delta di tensione di taglio sui bulloni delle ali a fatica

$\Delta\tau_{ba} = 2 \cdot R_a / (n_{fa} \cdot A_{ba})$ delta di tensione di taglio sui bulloni dell'anima a fatica

τ_{am} tensione di taglio ammissibile a resistenza

$\Delta\tau_{am}$ delta di tensione di taglio ammissibile a fatica

2.4.11.1 Verifica di resistenza dei bulloni e rifollamento

La sezione da collegare possiede le seguenti caratteristiche:

2T corrente 2.5 m: sezione piena			A (m ²)	J _x (m ⁴)
Larghezza ali (m)	0.2400		0.010330	0.000167277
Spessore ali (m)	0.0160			
Altezza anima+ali (m)	0.2970			
Spessore anima (m)	0.0100			

Si utilizzano 6+6 bulloni M16 sulle ali, 4+4 bulloni M20 sull'anima. Nelle verifiche si fa riferimento alla condizione di carico "PPPBVSP_S300" e alla sezione piena del gambo delle viti (per un bullone di diametro D si ha $A=\pi D^2/4$) come opportunamente indicato nelle prescrizioni progettuali.

RESISTENZA

Profilo con la sezione piena dalle caratteristiche statiche minori: a doppia T saldato

b [mm]	e [mm]	d [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J _x [mm ⁴]
240	10	143.5	297	7570	116594411

Sollecitazioni comb. PPPBVSP_S200 - frame elem. 64 - Nodo 86

N [N]	M _x [N*mm]	T _x [N]	M _y [N*mm]	T _y [N]
20824	55705563	31244	0	0

Verifica bulloni ali

n° bulloni	6
n° facce	2
A _{bp} [mm ²]	201
t [mm]	160
M _p [N*mm]	47224337
N _p [N]	13204
S _{px} [N]	171147
S _{py} [N]	0
V _p [N]	0
H _p [N]	28524
R _p [N]	28524
tau _{bp} [N/mm ²]	70.9
tau _{am} [N/mm ²]	224.4 cl. 8.8

Verifica soddisfatta

Verifica bulloni anima

n° bulloni	4
n° facce	2
A _{ba} [mm ²]	314
f	1
h' [mm]	120
M _a [N*mm]	8481225
N _a [N]	7620
V _a [N]	7811
H _a [N]	72582
R _a [N]	73001
tau _{ba} [N/mm ²]	116.2
tau _{am} [N/mm ²]	224.4 cl. 8.8

Verifica soddisfatta

Rifollamento ANIMA

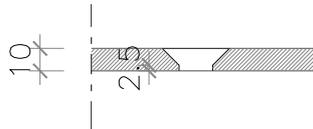
s [mm] (spessore minore elementi collegati)	10	$\alpha=a/d$	2
d [mm] (diametro bullone)	20	$\alpha*\sigma_{amm}$ [N/mm ²]	380
a [mm] (dist. fori-bordo libero in dir. forza)	40	$\sigma_{rif}=(Ra/2)/(s*d)$ [N/mm ²]	182.5
		$\sigma_{rif} < \alpha*\sigma_{amm}$	

Verifica soddisfatta

Rifollamento ALI

s [mm] (spessore minore elementi collegati)	2.5	$\alpha=a/d$	2.5
d [mm] (diametro bullone)	16	$\alpha*\sigma_{amm}$ [N/mm ²]	475
a [mm] (dist. fori-bordo libero in dir. forza)	50	$\sigma_{rif}=(Rp/2)/(s*d)$ [N/mm ²]	356.6
		$\sigma_{rif} < \alpha*\sigma_{amm}$	

Verifica soddisfatta



FATICA

Profilo con la sezione piena dalle caratteristiche statiche minori: a doppia T saldato

b [mm]	e [mm]	d [mm]	h [mm]	A [mm ²]	J _x [mm ⁴]
240	10	143.5	297	7570	116594410.8
				8364	

Sollecitazioni comb. FAT - frame elem. 64 - Nodo 86

ΔN [N]	ΔM_x [N*mm]	ΔT_x [N]	ΔM_y [N*mm]	ΔT_y [N]
846	21932441	11290	0	0

Verifica bulloni ali

n° bulloni	6
n° facce	2
A_{bp} [mm ²]	201
t [mm]	160
ΔM_p [N*mm]	18593205.7
ΔN_p [N]	536.1
ΔS_{px} [N]	65052.8
ΔS_{py} [N]	0.0
ΔV_p [N]	0.0
ΔH_p [N]	10842.1
ΔR_p [N]	10842.1
$\Delta \tau_{bp}$ [N/mm ²]	27.0
$\Delta \tau_{am}$ [N/mm ²]	66.6 Cat. 100

Verifica bulloni anima

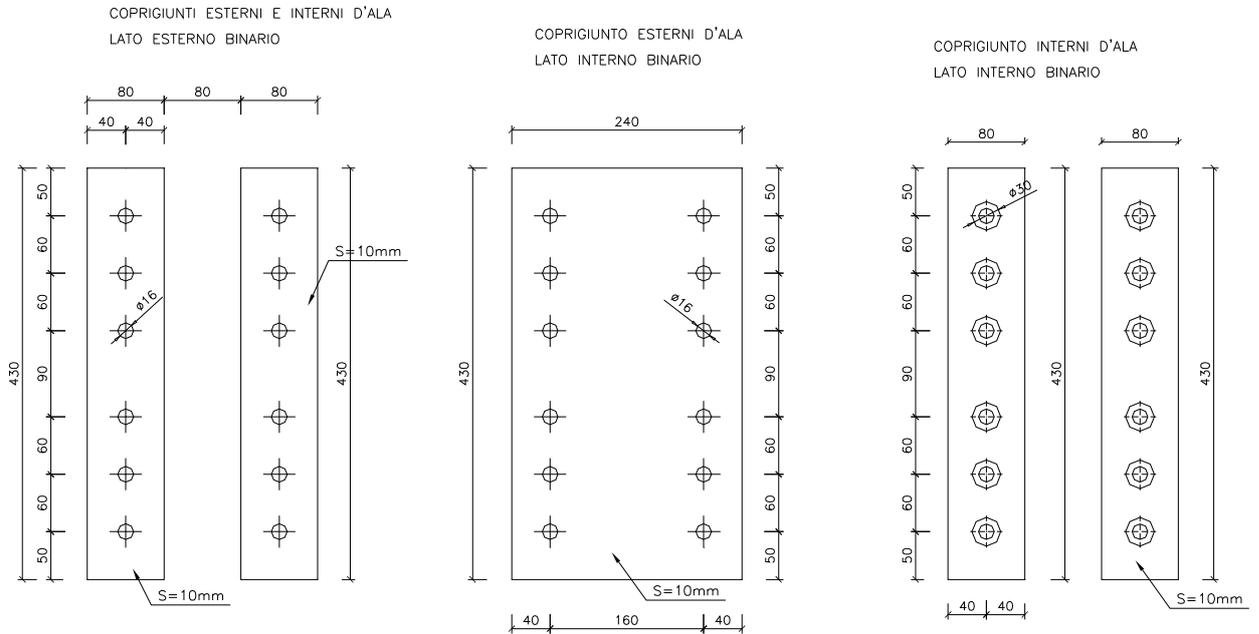
n° bulloni	4
n° facce	2
A_{ba} [mm ²]	314
f	1
h' [mm]	120
ΔM_a [N*mm]	3339235.1
ΔN_a [N]	309.4
ΔV_a [N]	2822.5
ΔH_a [N]	27904.3
ΔR_a [N]	28046.7
$\Delta \tau_{ba}$ [N/mm ²]	44.6
$\Delta \tau_{am}$ [N/mm ²]	66.6

Cat. 100

Verifica soddisfatta

Verifica soddisfatta

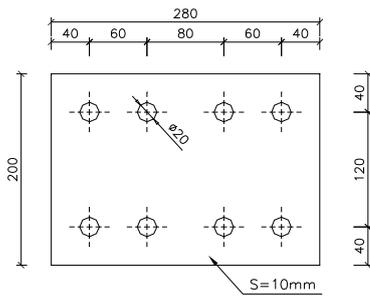
2.4.11.2 Verifica piatti coprighiunto



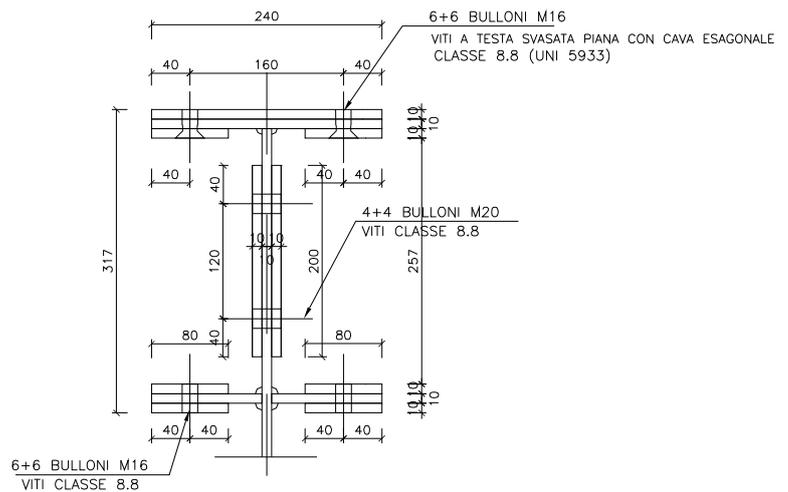
GIUNTO - SEZIONE

Scala 1:5

COPRIGIUNTO D'ANIMA



lato interno binario



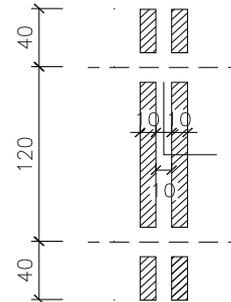
lato esterno binario

Verifica coprigiunti ANIMA

Resistenza

N_a [N]	7620
M_a [N mm]	8481225
T_a [N]	31244
Area netta coprig. d'anima [mm ²]	3188
momento d'inerzia [mm ⁴]	10380000
y [mm]	100
W [mm ³]	103800
sigma [Mpa]	84.10
tau [Mpa]	9.80
sigma_id [Mpa]	85.79
sigamm [Mpa]	190

Area:	0.00318800
Momenti di inerzia:	X: 0.00001038 Y: 0.00000035



Verifica soddisfatta

Fatica

ΔN_a [N]	309
ΔM_a [N mm]	3339235
Area netta coprig. d'anima [mm ²]	3188
momento d'inerzia [mm ⁴]	10380000
y [mm]	100
W [mm ³]	103800
sigma [Mpa]	32.27

$\Delta\sigma_{amm} = 82.6$ Mpa (cat.140)

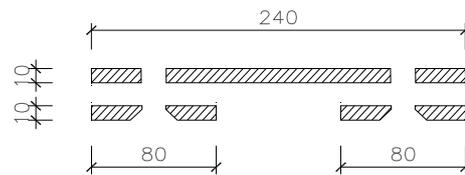
Verifica soddisfatta

Verifica coprigiunto ALI - lato interno Binario

Resistenza

$S = M_p / (h - e) =$	164545	N
A =	3261	mm ²
$\sigma_{cop,ala} = S / A =$	50	Mpa
sigamm [Mpa]	190	

Area: 0.00326103



Verifica soddisfatta

Fatica

$\Delta S = \Delta M_p / (h - e) =$	64785	N
A =	3261	mm ²
$\Delta\sigma_{cop,ala} = \Delta S / A =$	20	Mpa
$\Delta\sigma_{amm} =$	82.6	Mpa

(cat.140)

Verifica soddisfatta

Verifica coprigiunto ALI - lato esterno Binario

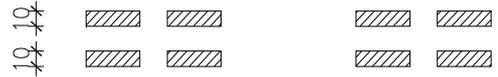
Resistenza

$S = M_p / (h - e) =$	164545	N
$A =$	2545	mm ²
$\sigma_{cop,ala} = S / A =$	65	Mpa
sigamm [Mpa]	190	

Area: 0.00254475



Verifica soddisfatta



Fatica

$\Delta S = \Delta M_p / (h - e) =$	64785	N
$A =$	2545	mm ²
$\Delta \sigma_{cop,ala} = \Delta S / A =$	25	Mpa
$\Delta \sigma_{amm} =$	82.6	Mpa

(cat. 140)

Verifica soddisfatta

2.5 Verifica armature manufatto in C.A.

Si riportano di seguito le verifiche più significative del modulo prefabbricato. Sono state considerate 4 sezioni caratteristiche al fine di ottimizzare la disposizione di armatura (vd. Figura 2-21).

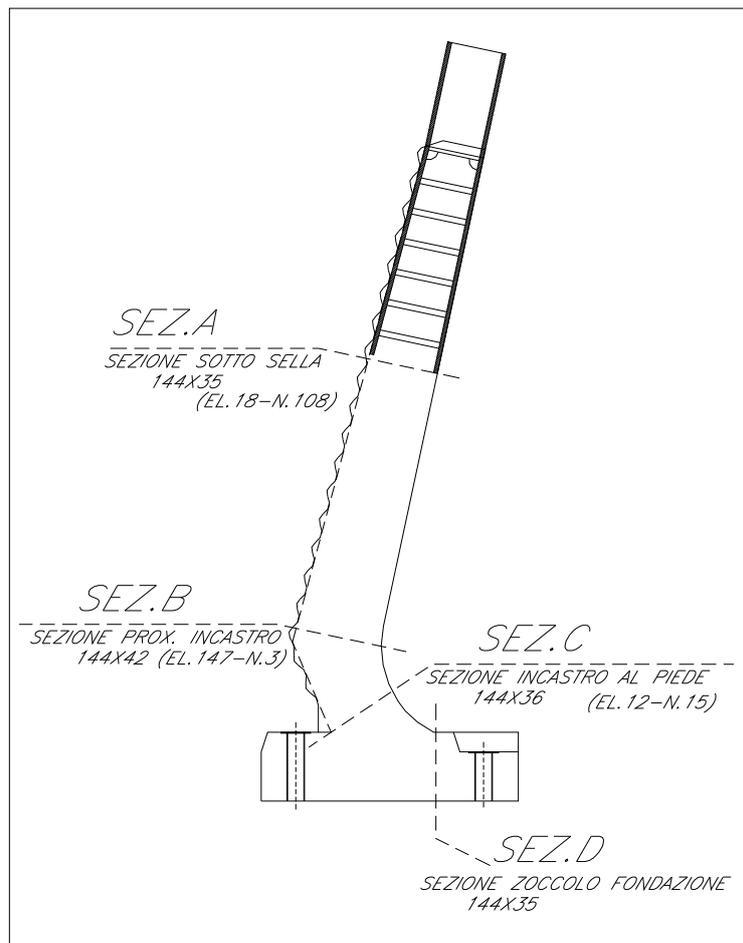


Figura 2-21 - Modulo prefabbricato: sezioni di verifica.

Per ciascuna sezione si sono effettuate le verifiche di resistenza, fessurazione e fatica considerando le combinazioni di carico già descritte nel paragrafo 2.3.5.

Per le verifiche di resistenza si riportano le rappresentazioni schematiche delle sezioni, con le indicazioni dei diametri e delle posizioni dei ferri nonché le tensioni calcolate per ciascuna combinazione di carico analizzata.

Per le verifiche a fessurazione si riportano due fogli di calcolo: nel primo si considerano le combinazioni di carico con i momenti positivi, che tendono le fibre esterno barriera; nel secondo si considerano le combinazioni di carico con i momenti negativi, che tendono le fibre interno barriera. L'apertura di fessura calcolata si riferisce alla situazione più gravosa.

Per le verifiche a fatica, infine, si confrontano le tensioni massime dell'acciaio, dovute alle combinazioni di carico rare riportate nel paragrafo 2.3.5, con il valore limite di normativa:

$$\sigma_{\text{lim}} = 0.75 \cdot \sigma_s \left(1 + 0.5 \frac{\sigma_{\text{min}}}{\sigma_{\text{max}}} \right)$$

in cui $\sigma_s = 0.70 \cdot f_{yk} = 0.70 \cdot 430 = 301$ MPa.

2.5.1 Sezione A: sotto sella

Le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono lette dal modello di calcolo in corrispondenza dell'elemento 18 – nodo 108:

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
18	0	PPPBVSPSP_V200	Combination	Max	-35038	42700	117066
18	0	PPPBVSPSP_V200	Combination	Min	-35592	28632	74074
18	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-20620	-13004	-40923
18	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-21175	-27073	-83915
18	0	PPPBVSPSP_S200	Combination		-35808	44065	118413
18	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-20411	-30608	-92868

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

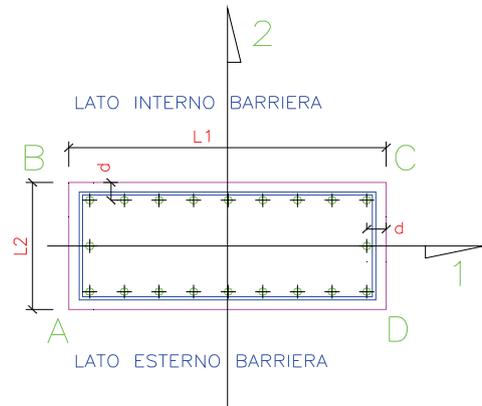
SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
18	0	PPPBVSPSP_V200_F	Combination	Max	-35122	40264	109477
18	0	PPPBVSPSP_V200_F	Combination	Min	-35510	30417	79382
18	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Max	-20704	-15440	-48512
18	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Min	-21092	-25288	-78607
18	0	PPPBVSPSP_S200_F	Combination		-35661	41220	110419
18	0	PPPASNVN_S200_F	Combination		-20557	-27762	-84874

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

2.5.1.1 Verifica di resistenza

SEZIONE A - SOTTO SELLA - 144X35 **ELEMENTO 18 - NODO 108**

Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 = 144$ cm
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 = 35$ cm
Copriferro	$c = 3.5$ cm
Distanza armatura dal bordo	$d = 5.8$ cm



Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate
Diametro ferri longitudinali interno barriera
Diametro ferri longitudinali esterno barriera
Diametro ferri longitudinali laterali

$\phi_{st} =$	14	mm	(min 8mm)
$\phi_{long.int} =$	18	mm	(min 12mm)
$\phi_{long.est} =$	18	mm	(min 12mm)
$\phi_{long.lat} =$		mm	(min 12mm)

Num. ferri intermedi dir.1 - lato interno
Num. ferri intermedi dir.1 - lato esterno
Num. ferri intermedi dir.2

$n_{1.int} =$	11
$n_{1.est} =$	11
$n_2 =$	

Interasse dir.1 - lato interno barriera	$i_{1.int} = 11.033$ cm
Interasse dir.1 - lato esterno barriera	$i_{1.est} = 11.033$ cm
Interasse dir.2	$i_2 = 23.4$ cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{acc} -$
	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_V200	5.0	-134.7
PPPBVPSP_V200	3.2	-83.3
PPPAVNSN_V200	1.7	-45.9
PPPAVNSN_V200	3.6	-97.2
PPPBVPSP_S200	5.0	-136.2
PPPAVBSN_S200	3.9	-108.0

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{max} = V_{2max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.10 \text{ MPa} < \tau_{c0}.$$

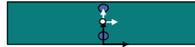
2.5.1.2 Verifica a fessurazione

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pocosensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	35 (cm)
diametro massimo barre tese	24 (mm)
Interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm ²)
E Young	38237 (N/mm ²)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm ²)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm ²)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm ²)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

Ver. form. fess con f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk} (inserire 1-2-3) **2**



f_{ctm} (1) = 3.416 (N/mm²)

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)
esterno	6.1	13	18	33.08
interno	28.9	13	18	33.08

- CALCOLA -

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP V200 F	3512					1094766
PPPBVPSP V200 F	3551					793820
PPPBVPSP S200 F	3566					1104194

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	6032.42912 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	105567.51 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	17.5 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	643476.088 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	8709120 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica	3566.07019 (kg)
Momento flettente di verifica	1104194.05 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-29.44 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -29.44 <= -28.69 (Kg/cm²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

Secondo quanto riportato nel punto B.6.6.3. della Circolare n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15.10.1996 si ha

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 10 (cm)
Diametro massimo barre tese	φ = 24 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 33.08097 (cm ²)
Base calcestruzzo	B _{eff} = 144 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 12.2942 (cm)
Area efficace	A _{eff} = 1770.365 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.018686
posizione asse neutro	x = 10.4116 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 48.2 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = -1284.1 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -1490.0 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -8.3 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.160421
Coeff. di aderenza	β1 = 1
Coeff. di sollec.	β2 = 0.5
Spaziatura media fess.	S _m = 17.2417 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Ep _{ssm} = 0.000245
Apertura media fess.	w _m = 0.042171 (mm)
Apertura caratt. fess.	w _k = 0.071691 (mm)

VERIFICA SODDISFATTA w_k = 0.072 mm <= w_n = 0.15 mm

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco agr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pocsensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	35 (cm)
diametro massimo barre tese	24 (mm)
Interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm2)
E Young	38237 (N/mm2)
f_{ctm} (1)	3.42 (N/mm2)
f_{ctk} (2)	2.87 (N/mm2)
f_{ctk} (3)	2.39 (N/mm2)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β_1	1
β_2	2

Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) **2**



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \text{ (N/mm2)}$$

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1) , barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	6032.42912 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	105567.51 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	17.5 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	643476.088 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	8709120 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPAVNSN_S200_F
Sforzo normale di verifica	2055.74425 (kg)
Momento flettente di verifica	-848737.95 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-22.74 (Kg/cm ²)

$$\text{Tensione massima cls teso} \quad -22.74 > -28.69 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

LA SEZIONE NON E' FESSURATA

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA NON NECESSARIA

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	ϕ (mm)	A (cm ²)
esterno	6.1	13	18	33.08
interno	28.9	13	18	33.08

- CALCOLA -

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N (kg)	T _x (kg)	T _y (kg)	M _t (kgcm)	M _y (kgcm)	M _x (kgcm)
PPPAVNSN V200 F	2070					-485125
PPPAVNSN V200 F	2109					-786071
PPPAVNSN S200 F	2056					-848738

2.5.1.3 Verifica a fatica

Dai tabulati della verifica a fessurazione si deduce che le combinazioni più gravose sono **PPPBVSP_S200_F** e **PPPAVNSN_S200_F**; si desumono i seguenti valori per le tensioni dell'acciaio, del calcestruzzo, la posizione x dell'asse neutro ed il valore del copriferro da cui si calcola la tensione del ferro compresso:

Sez. A	$\sigma_{fe,teso}$	σ_{cls}	x	coprif	$\sigma_{fe,comp}$
	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[MPa]
PPPBVPSP_S200_F	128	-4.8	10.4	6.1	-29.95
PPPASN_VN_S200_F	37	1.0	10.1	6.1	5.96

In definitiva, per ciascun lato della barriera, si calcola la tensione limite dell'acciaio:

	σ_{min}	σ_{max}	<	σ_{lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
lato esterno barriera	5.96	128	<	231
lato interno barriera	-29.95	37	<	134

2.5.2 Sezione B: vicino incastro al piede

Le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono lette dal modello di calcolo in corrispondenza dell'elemento 147 – nodo 3:

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
147	0	PPPBVSPSP_V200	Combination	Max	-55690	52737	186626
147	0	PPPBVSPSP_V200	Combination	Min	-56246	36958	121868
147	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-41266	-11491	-58848
147	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-41821	-27270	-123606
147	0	PPPBVSPSP_S200	Combination		-56465	54793	190414
147	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-41058	-31460	-138253

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

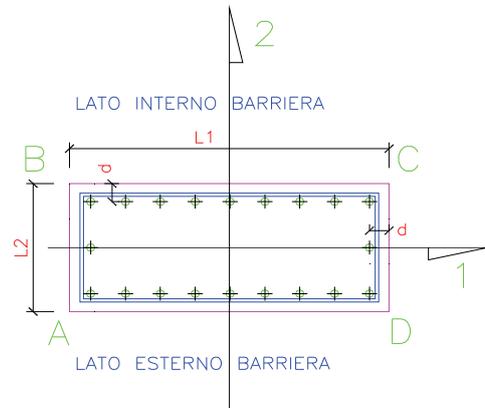
SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
147	0	PPPBVSPSP_V200_F	Combination	Max	-55775	50050	175283
147	0	PPPBVSPSP_V200_F	Combination	Min	-56164	39005	129953
147	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Max	-41351	-14178	-70190
147	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Min	-41740	-25224	-115521
147	0	PPPBVSPSP_S200_F	Combination		-56317	51490	177935
147	0	PPPASN_VN_S200_F	Combination		-41205	-28156	-125774

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

2.5.2.1 Verifica di resistenza

SEZIONE B - PROX. INCASTRO - 144X42 ELEMENTO 147 - NODO 3

Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 = 144$ cm
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 = 42$ cm
Copriferro	$c = 3.5$ cm
Distanza armatura dal bordo	$d = 5.8$ cm



Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate	$\phi_{st} = 14$ mm (min 8mm)
Diametro ferri longitudinali interno barriera	$\phi_{long.int} = 18$ mm (min 12mm)
Diametro ferri longitudinali esterno barriera	$\phi_{long.est} = 18$ mm (min 12mm)
Diametro ferri longitudinali laterali	$\phi_{long.lat} =$ mm (min 12mm)
Num. ferri intermedi dir.1 - lato interno	$n_{1.int} = 11$
Num. ferri intermedi dir.1 - lato esterno	$n_{1.est} = 11$
Num. ferri intermedi dir.2	$n_2 =$

Interasse dir.1 - lato interno barriera	$i_{1.int} = 11.033$ cm
Interasse dir.1 - lato esterno barriera	$i_{1.est} = 11.033$ cm
Interasse dir.2	$i_2 = 30.4$ cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	σ_{cls+}	σ_{acc-}
	[MPa]	[MPa]
PPPBVPSP_V300	5.5	-168.6
PPPBVPSP_V300	3.6	-107.2
PPPAVNSN_V300	1.8	-49.7
PPPAVNSN_V300	3.7	-110.9
PPPBVPSP_S300	5.6	-172.0
PPPAVNSN_S300	4.1	-124.9

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{max} = V_{2max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.09 \text{ MPa} < \tau_{c0}.$$

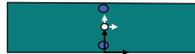
2.5.2.2 Verifica a fessurazione

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pocosensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	42 (cm)
diametro massimo barre tese	26 (mm)
Interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm2)
E Young	38237 (N/mm2)
f_{ctm} (1)	3.42 (N/mm2)
f_{ctk} (2)	2.87 (N/mm2)
f_{ctk} (3)	2.39 (N/mm2)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β_1	1
β_2	2

Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) **2**



f_{ctm} (1) = 3.416 (N/mm2)

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1) , barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	ϕ (mm)	A (cm ²)
esterno	6.1	13	18	33.08
interno	35.9	13	18	33.08

- CALCOLA -

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPBVPSP V200 F	5578					1752833
PPPBVPSP V200 F	5616					1299526
PPPBVPSP S200 F	5632					1779350

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	7040.42912 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	147849.012 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	21 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	1109385.19 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	10450944 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica	5631.73461 (kg)
Momento flettente di verifica	1779349.6 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-32.88 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -32.88 <= -28.69 (Kg/cm²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

Secondo quanto riportato nel punto B.6.6.3. della Circolare n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15.10.1996 si ha

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 10 (cm)
Diametro massimo barre tese	ϕ = 26 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 33.08097 (cm2)
Base calcestruzzo	Bceff = 144 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 15.03435 (cm)
Area efficace	Aeff = 2164.946 (cm2)
perc. geom. arm.	ro = 0.01528
posizione asse neutro	x = 11.9313 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 53.8 (Kg/cm2)
Tensione acciaio	sigmas = -1620.4 (Kg/cm2)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -1683.3 (Kg/cm2)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -8.8 (Kg/cm2)
Coeff. di forma	K3 = 0.158333
Coeff. di aderenza	β_1 = 1
Coeff. di sollec.	β_2 = 0.5

Spaziatura media fess.	Srm = 19.7764 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Epssm = 0.000355
Apertura media fess.	wrm = 0.070257 (mm)
Apertura caratt. fess.	wk = 0.119436 (mm)

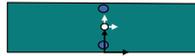
VERIFICA SODDISFATTA wk = 0.119 mm <= wn = 0.15 mm

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) poco sensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	42 (cm)
diametro massimo barre tese	24 (mm)
Interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm ²)
E Young	38237 (N/mm ²)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm ²)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm ²)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm ²)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

(inserire 1-2-3)
Ver. form. fess con f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk} 2



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \quad (N/mm^2)$$

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	7040.42912 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	147849.012 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	21 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	1109385.19 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	10450944 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPAVNSN_S200_F
Sforzo normale di verifica	4120.53522 (kg)
Momento flettente di verifica	-1257742.77 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-23.22 (Kg/cm ²)

$$\text{Tensione massima cls tesò} \quad -23.22 > -28.69 \quad (Kg/cm^2)$$

LA SEZIONE NON E' FESSURATA

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA NON NECESSARIA

ARMATURE	
Distanza tra le barre (in dir y)	i = (cm)
(inserire "x") Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
esterno	6.1	13	18	33.08	
interno	35.9	13	18	33.08	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPAVNSN_V200_F	4135					-701902
PPPAVNSN_V200_F	4174					-1155208
PPPAVNSN_S200_F	4121					-1257743

2.5.2.3 Verifica a fatica

Dai tabulati della verifica a fessurazione si deduce che le combinazioni più gravose sono **PPPBVSP_S200_F** e **PPPAVNSN_S200_F**; si desumono i seguenti valori per le tensioni dell'acciaio, del calcestruzzo, la posizione x dell'asse neutro ed il valore del copriferro da cui si calcola la tensione del ferro compresso:

Sez. B	σ _{fe,teso}	σ _{cls}	x	coprif	σ _{fe,comp}
	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[MPa]
PPPBVPSP_S200_F	162	-5.4	11.9	6.1	-39.42
PPPASNVN_S200_F	34	1.2	10.3	6.1	7.52

In definitiva, per ciascun lato della barriera, si calcola la tensione limite dell'acciaio:

	σ _{min}	σ _{max}	<	σ _{lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
lato esterno barriera	7.52	162	<	231
lato interno barriera	-39.42	34	<	94

2.5.3 Sezione C: incastro al piede

Le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono lette dal modello di calcolo in corrispondenza dell'elemento 12 – nodo 15:

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBVSPSP_V200	Combination	Max	-71927	-1951	190589
12	0	PPPBVSPSP_V200	Combination	Min	-83117	-13573	120257
12	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-17090	-41421	-74703
12	0	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-28280	-53043	-145035
12	0	PPPBVSPSP_S200	Combination		-84782	-389	195106
12	0	PPPAVNSN_S200	Combination		-14024	-56150	-161209

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

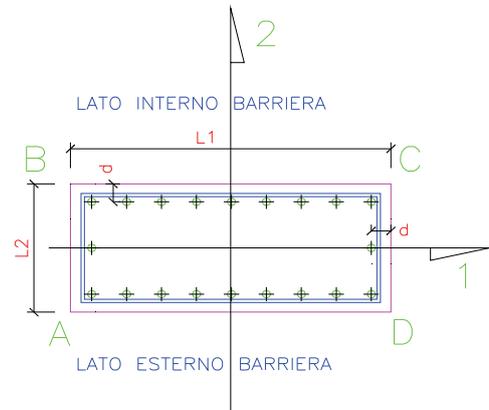
SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE E FATICA							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
	Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
12	0	PPPBVSPSP_V200_F	Combination	Max	-73396	-3926	178290
12	0	PPPBVSPSP_V200_F	Combination	Min	-81228	-12061	129058
12	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Max	-18558	-43396	-87001
12	0	PPPAVNSN_V200_F	Combination	Min	-26391	-51532	-136234
12	0	PPPBVSPSP_S200_F	Combination		-82394	-2833	181452
12	0	PPPASN_VN_S200_F	Combination		-16412	-53706	-147555

NB: P>0 : trazione; M3 > 0 : tende le fibre esterno barriera.

2.5.3.1 Verifica di resistenza

SEZIONE C - INCASTRO AL PIEDE - 144X42 **ELEMENTO 12 - NODO 15**

Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 =$	144	cm
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 =$	36	cm
Copriferro	$c =$	3.5	cm
Distanza armatura dal bordo	$d =$	5.8	cm



Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate
Diametro ferri longitudinali interno barriera
Diametro ferri longitudinali esterno barriera
Diametro ferri longitudinali laterali

$\phi_{st} =$	14	mm	(min 8mm)
$\phi_{long.int} =$	18	mm	(min 12mm)
$\phi_{long.est} =$	22	mm	(min 12mm)
$\phi_{long.lat} =$		mm	(min 12mm)

Num. ferri intermedi dir.1 - lato interno
Num. ferri intermedi dir.1 - lato esterno
Num. ferri intermedi dir.2

$n_{1.int} =$	11
$n_{1.est} =$	11
$n_2 =$	

Interasse dir.1 - lato interno barriera	$i_{1.int} =$	11.033	cm
Interasse dir.1 - lato esterno barriera	$i_{1.est} =$	11.033	cm
Interasse dir.2	$i_2 =$	24.4	cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{acc} -$
	[MPa]	[MPa]
PPPBPSP_V300	6.8	-147.5
PPPBPSP_V300	4.3	-89.2
PPPAVNSN_V300	2.9	-82.1
PPPAVNSN_V300	5.6	-160.0
PPPBPSP_S300	7.0	-149.8
PPPAVNSN_S300	6.2	-180.4

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{max} = V_{2max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.12 \text{ MPa} < \tau_{c0}.$$

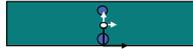
2.5.3.2 Verifica a fessurazione

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) pocosensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	36 (cm)
diametro massimo barre tese	24 (mm)
Interasse massimo barre tese	8 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm ²)
E Young	38237 (N/mm ²)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm ²)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm ²)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm ²)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) **2**



f_{ctm} (1) = 3.416 (N/mm²)

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1) , barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
esterno	6.1	13	22	49.42	
interno	29.9	13	18	33.08	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N (kg)	T _x (kg)	T _y (kg)	M _t (kgcm)	M _y (kgcm)	M _x (kgcm)
PPPBVPSP V200 F	7340					1782905
PPPBVPSP V200 F	8123					1290581
PPPBVPSP S200 F	8239					1814524

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	6421.47335 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	112670.494 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	17.5458945 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	733786.417 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	8957952 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica	8239.39306 (kg)
Momento flettente di verifica	1814524.28 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-42.10 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -42.10 <= -28.69 (Kg/cm²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

Secondo quanto riportato nel punto B.6.6.3. della Circolare n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15.10.1996 si ha

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 8 (cm)
Diametro massimo barre tese	φ = 24 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	As = 49.41725 (cm ²)
Base calcestruzzo	
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 11.74144 (cm)
Area efficace	Aeff = 1690.767 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.029228
posizione asse neutro	x = 12.51712 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 65.3 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = -1359.8 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -1103.2 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -13.1 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.163803
Coeff. di aderenza	β1 = 1
Coeff. di sollecc.	β2 = 0.5
Spaziatura media fess.	Srm = 13.9802 (cm)
Deform. unitaria media arm.	Epsm = 0.000434
Apertura media fess.	wrm = 0.060735 (mm)
Apertura caratt. fess.	wk = 0.103249 (mm)

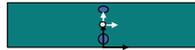
VERIFICA SODDISFATTA wk = 0.103 mm <= wn = 0.15 mm

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) poco sensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	36 (cm)
diametro massimo barre tese	24 (mm)
Interasse massimo barre tese	8 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm ²)
E Young	38237 (N/mm ²)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm ²)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm ²)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm ²)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) **2**



$$f_{ctm} (1) = 3.416 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

ARMATURE	
Distanza tra le barre (in dir y)	i = (cm)

Tutta armatura tesa nel tirante cls (inserire "x")

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
esterno	6.1	13	22	49.42	
interno	29.9	13	18	33.08	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N	T _x	T _y	M _t	M _y	M _x
	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	(kgcm)
PPPAVNSN V200 F	1856	0	-4340	0	0	-870012
PPPAVNSN V200 F	2639	0	-5153	0	0	-1362337
PPPAVNSN S200 F	1641	0	-5371	0	0	-1475552

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	6421.47335 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	112670.494 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	17.5458945 (cm)
Momento di inerzia bar. in x	733786.417 (cm ⁴)
Momento di inerzia bar. in y	8957952 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPAVNSN_S200_F
Sforzo normale di verifica	1641.1778 (Kg)
Momento flettente di verifica	-1475552.08 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-36.85 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -36.85 <= -28.69 (Kg/cm²)

ESEGUO IL CALCOLO DELL'APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

Secondo quanto riportato nel punto B.6.6.3. della Circolare n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15.10.1996 si ha

Ricoprimento dell'armatura	c = 3.5 (cm)
Distanza tra le barre (in dir y)	i = -
Distanza tra le barre (in dir x)	s = 8 (cm)
Diametro massimo barre tese	φ = 24 (mm)
Coefficiente di aderenza	K2 = 0.4
Area acciaio teso	A _s = 33.08097 (cm ²)
Base calcestruzzo	B _{ceff} = 144 (cm)
Numero strati armatura	nstrati = 1
Altezza eff. tirante	deff = 12.98681 (cm)
Area efficace	A _{eff} = 1870.101 (cm ²)
perc. geom. arm.	ro = 0.017689
posizione asse neutro	x = 10.02637 (cm)
Tensione calcestruzzo comp.	sigmac = 57.4 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio	sigmas = 1705.2 (Kg/cm ²)
Tensione acciaio prima fess.	sigmasr = -1580.6 (Kg/cm ²)
tensione del cls a quota deff	sigma2 = -10.7 (Kg/cm ²)
Coeff. di forma	K3 = 0.161423
Coeff. di aderenza	β1 = 1
Coeff. di sollecc.	β2 = 0.5

Spaziatura media fess.	S _{rm} = 17.3604 (cm)
Deform. unitaria media arm.	E _{pssm} = 0.000463
Apertura media fess.	w _m = 0.080414 (mm)
Apertura caratt. fess.	w _k = 0.136704 (mm)

VERIFICA SODDISFATTA w_k = 0.137 mm <= w_n = 0.15 mm

2.5.3.3 Verifica a fatica

Dai tabulati della verifica a fessurazione si deduce che le combinazioni più gravose sono PPPBVSP_S200_F e PPPAVNSN_S200_F; si desumono i seguenti valori per le tensioni dell'acciaio, del calcestruzzo, la posizione x dell'asse neutro ed il valore del copriferro da cui si calcola la tensione del ferro compresso:

Sez. C	σ _{fe,teso}	σ _{cls}	x	coprif	σ _{fe,comp}
	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[MPa]
PPPBVPSP_S200_F	136	-6.5	12.5	6.1	-50.20
PPPASN_VN_S200_F	171	-5.7	10.0	6.1	-33.69

In definitiva, per ciascun lato della barriera, si calcola la tensione limite dell'acciaio:

	σ _{min}	σ _{max}	<	σ _{lim}
	[MPa]	[MPa]		[MPa]
lato esterno barriera	-33.69	136	<	198
lato interno barriera	-50.20	171	<	193

2.5.4 Sezione D: incastro zoccolo di base

Le sollecitazioni agenti sulla sezione vengono determinate a partire dalle sollecitazioni agenti sull'interfaccia tra lo zoccolo di base e il plinto di fondazione calcolate di seguito. Lo schema di calcolo (vedi Figura 2-22) è quello di mensola incastrata e sollecitata dalla risultante delle trazioni nei tirafondi, per le combinazioni con vento e sovrappressione negativi (verso l'esterno barriera), e dalla risultante delle compressioni sul calcestruzzo, per le combinazioni con vento e sovrappressione positivi (verso l'interno barriera).

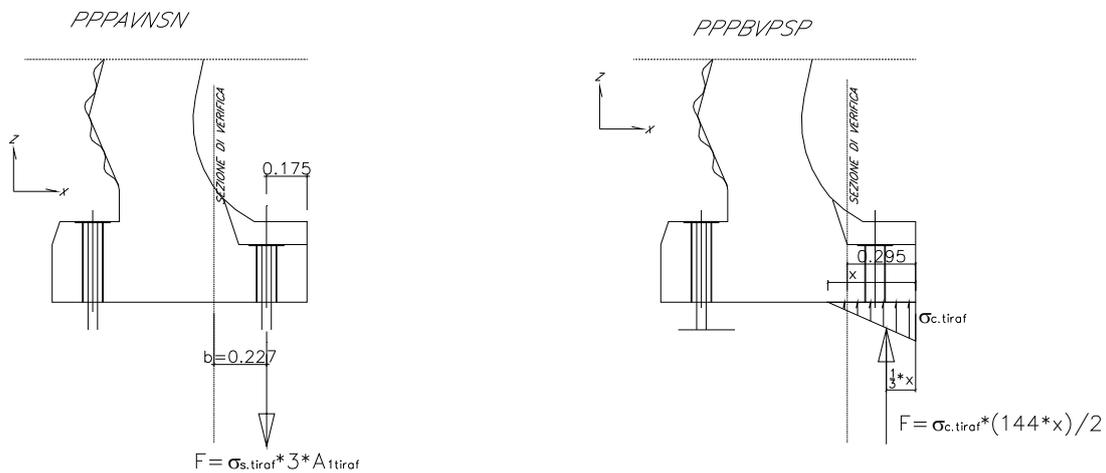


Figura 2-22 – Sollecitazioni sullo zoccolo di base dovute ai tirafondi

Per le combinazioni di carico con vento verso l'esterno la sezione di verifica è presa in corrispondenza dell'intersezione tra l'armatura superiore dello zoccolo e l'armatura inclinata che sale nella barriera; per le combinazioni con il vento verso l'interno, invece, la sezione è presa secondo la regola dello "spuntamento" del diagramma dei momenti: a $\frac{1}{4}$ della dimensione del nodo.

Nello schema seguente si riportano i moduli di elasticità dei materiali e l'altezza utile in pianta "h" dei tirafondi; inoltre, per ciascuna combinazione di carico analizzata, si possono leggere: le tensioni "σ" sul calcestruzzo e nei tirafondi calcolate nel paragrafo 2.6; la distanza "x" dell'asse neutro dal bordo compresso della sezione; la forza F sollecitante la mensola e il momento flettente che sollecita la sezione d'incastro $M = F \cdot b$, dove "b" è il braccio della forza dall'incastro.

SEZIONE D - INCASTRO AL PIEDE - 144X35
ELEMENTO 12 - NODO 15

E_{cls}	382368	kg/cm²
E_{acc}	2100000	kg/cm²
h	92.5	cm

SOLLECITAZIONI - VERIFICA DI RESISTENZA										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	σ_{cls+}	σ_{acc-}	$k=\epsilon_{cls+}/\epsilon_{acc-}$	$x=h*k/(k+1)$	F	M=F*b
	Text	Text	Text	Text	kg/cm ²	kg/cm ²		cm	kg	kg cm
-	-	PPPBPSP V200	Combination	Max	11.6	-589.6	0.108	9	7524	199355
-	-	PPPBPSP V200	LinModHist	Min	19.8	-1201.4	0.090	8	10917	294153
-	-	PPPAVNSN V200	LinModHist	Max	17.0	-1070.0	0.087	7	-15544	-3528
-	-	PPPAVNSN V200	LinStatic	Min	8.9	-485.4	0.101	8	-7051	-1601
-	-	PPPBPSP S200	Combination		20.2	-1220.1	0.091	8	11233	302489
-	-	PPPAVBSN S200	Combination		18.8	-1221.1	0.084	7	-17739	-4027

Azione dovuta ai tirafondi tesi	\Rightarrow	$\max \sigma_{acc.tiraf}$	\Rightarrow	$F = \sigma_{acc.tiraf} * 2 * A_{1tiraf}$	\Rightarrow	$b = 0.227$ cm
Azione dovuta al cls compresso	\Rightarrow	$\max \sigma_c$	\Rightarrow	$F = \sigma_{cls} * (x * 144) / 2$	\Rightarrow	$b = 29.5 - (1/3) * x$ cm

La base è ancorata con 2+2 tirafondi $\phi 34$ $A_{1tiraf} = 7.26$ cm²

Analogamente per la verifica a fessurazione:

SEZIONE D - INCASTRO AL PIEDE - 144X35
ELEMENTO 12 - NODO 15

E_{cls}	382368	kg/cm²
E_{acc}	2100000	kg/cm²
h	92.5	cm

SOLLECITAZIONI - VERIFICA A FESSURAZIONE										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	σ_{cls+}	σ_{acc-}	$k=\epsilon_{cls+}/\epsilon_{acc-}$	$x=h*k/(k+1)$	F	M=F*b
	Text	Text	Text	Text	kg/cm ²	kg/cm ²		cm	kg	kg cm
-	-	PPPBPSP V200 F	Combination	Max	6.9	-378.7	0.100	8	4154	110927
-	-	PPPBPSP V200 F	LinModHist	Min	6.3	-304.7	0.113	9	4229	111544
-	-	PPPAVNSN V200 F	LinModHist	Max	5.2	-465.6	0.061	5	-6763	-1535
-	-	PPPAVNSN V200 F	LinStatic	Min	4.7	-387.9	0.067	6	-5635	-1279
-	-	PPPBPSP S200 F	Combination		6.6	-322.5	0.112	9	4401	116178
-	-	PPPAVNSN S200 F	Combination		4.8	-452.8	0.059	5	-6577	-1493

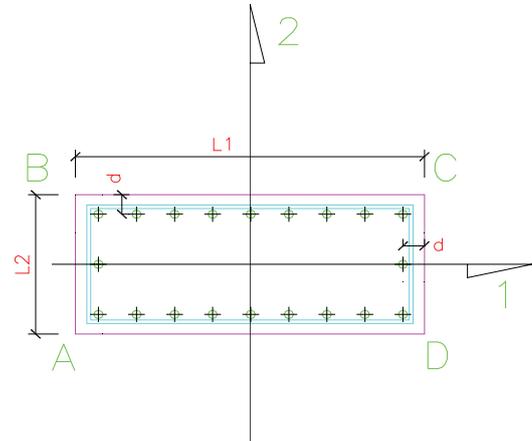
Azione dovuta ai tirafondi tesi	\Rightarrow	$\max \sigma_{acc.tiraf}$	\Rightarrow	$F = \sigma_{acc.tiraf} * 2 * A_{1tiraf}$	\Rightarrow	$b = 0.227$ cm
Azione dovuta al cls compresso	\Rightarrow	$\max \sigma_c$	\Rightarrow	$F = \sigma_{cls} * (x * 144) / 2$	\Rightarrow	$b = 29.5 - (1/3) * x$ cm

La base è ancorata con 2+2 tirafondi $\phi 40$ $A_{1tiraf} = 7.26$ cm²

2.5.4.1 Verifica di resistenza

SEZIONE D - SEZIONE ZOCCOLO BASE - 144X35

Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 = 144$ cm
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 = 35$ cm
Copriferro	$c = 3.5$ cm
Distanza armatura dal bordo	$d = 5.6$ cm



Diametro staffe/ferri ripartizione utilizzate
Diametro ferri longitudinali superiori
Diametro ferri longitudinali inferiori
Diametro ferri longitudinali laterali

$\phi_{st} =$	14	mm	(min 8mm)
$\phi_{long, sup} =$	14	mm	(min 12mm)
$\phi_{long, inf} =$	14	mm	(min 12mm)
$\phi_{long, lat} =$		mm	(min 12mm)

Num. ferri intermedi dir.1 - superiori
Num. ferri intermedi dir.1 - inferiori
Num. ferri intermedi dir.2

$n_{1, int} =$	11
$n_{1, est} =$	11
$n_2 =$	1

Interasse dir.1 - superiore	$i_{1, int} = 11.067$ cm
Interasse dir.1 - inferiore	$i_{1, est} = 11.067$ cm
Interasse dir.2	$i_2 = 11.9$ cm

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{acc} -$
	[MPa]	[MPa]
PPPBVSPSP_V300	1.1	-38.1
PPPBVSPSP_V300	1.6	-56.2
PPPAVNSN_V300	0.0	-0.7
PPPAVNSN_V300	0.0	-0.3
PPPBVSPSP_S300	1.6	-57.8
PPPAVNSN_S300	0.0	-0.8

Per la verifica a taglio si ha:

$$\tau_{max} = V2_{max} / (0.9 \cdot L_1 \cdot L_2) = 0.04 \text{ MPa} < \tau_{c0}.$$

2.5.4.2 Verifica a fessurazione

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) poco sensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	35 (cm)
diametro massimo barre tese	18 (mm)
Interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm2)
E Young	38237 (N/mm2)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm2)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm2)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm2)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) **2**



fctm (1) = 3.416 (N/mm2)

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	5640.35836 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	98706.2712 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	17.5 (cm)
Momento di Inerzia bar. in x	596683.055 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	8709120 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPBVPSP_S200_F
Sforzo normale di verifica	(kg)
Momento flettente di verifica	116177.621 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-3.41 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -3.41 > -28.69 (Kg/cm²)

LA SEZIONE NON E' FESSURATA

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA NON NECESSARIA

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
superiori	5.8	13	14	20.01	
inferiori	29.2	13	14	20.01	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N (kg)	T _x (kg)	T _y (kg)	M _t (kgcm)	M _y (kgcm)	M _x (kgcm)
PPPBVPSP V200 F						110927
PPPBVPSP V200 F						111544
PPPBVPSP S200 F						116178

DATI DI VERIFICA	
Ambiente	3
Armature	2
Struttura	1
Ricoprimento min. armatura tesa	3.5 (cm)
Copriferro standard	2
Valore nominale apertura	0.15 (mm)

poco aggr.(1) mod.(2) molto (3)
sensibili (1) poco sensibili(2)
soletta o setti (1) travi o pilastri (2)

DATI SEZIONE	
Base	144 (cm)
Altezza	35 (cm)
diametro massimo barre tese	18 (mm)
Interasse massimo barre tese	10 (cm)
Resistenza caratteristica del cls	45 (N/mm2)
E Young	38237 (N/mm2)
f _{ctm} (1)	3.42 (N/mm2)
f _{ctk} (2)	2.87 (N/mm2)
f _{ctk} (3)	2.39 (N/mm2)
Calcola valore apertura fess. con	1
Rapporti moduli elasticità	15
K2	0.4
K3	1
β1	1
β2	2

Ver. form. fess con $f_{ctm} - f_{ctk} - f_{ctk}$ (inserire 1-2-3) **2**



fctm (1) = 3.416 (N/mm2)

(0.8 barre lisce, 0.4 per barre ad. migl.)
calcola (1) costante (2)
barre ader. Migliorata (1), barre lisce (2)
az. breve dur. (1) az. lunga dur./ripet. (2)

CARATTERISTICHE SEZIONE

Area sezione omog.	5640.35836 (cm ²)
Momento statico rispetto a x	98706.2712 (cm ³)
Momento statico rispetto a y	0 (cm ³)
Coordinate baricentro x	0 (cm)
Coordinate baricentro y	17.5 (cm)
Momento di Inerzia bar. in x	596683.055 (cm ⁴)
Momento di Inerzia bar. in y	8709120 (cm ⁴)

VERIFICA ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Combinazione sfavorevole	PPPAVNSN_V200_F
Sforzo normale di verifica	(kg)
Momento flettente di verifica	-1535.2171 (kgcm)
Sigma di trazione nel cls	-0.05 (Kg/cm ²)

Tensione massima cls teso -0.05 > -28.69 (Kg/cm²)

LA SEZIONE NON E' FESSURATA

VERIFICA APERTURA DELLE FESSURE

VERIFICA NON NECESSARIA

ARMATURE		(inserire "x")	
Distanza tra le barre (in dir y)	i =	Tutta armatura tesa nel tirante cls	

Caratteristiche armatura	Dist.	n°	φ (mm)	A (cm ²)	- CALCOLA -
superiori	5.8	13	14	20.01	
inferiori	29.2	13	14	20.01	

SOLLECITAZIONI						
Combinazione	N (kg)	T _x (kg)	T _y (kg)	M _t (kgcm)	M _y (kgcm)	M _x (kgcm)
PPPAVNSN V200 F						-1535
PPPAVNSN V200 F						-1279
PPPAVNSN S200 F						-1493

2.5.4.3 Verifica a fatica

In questo caso la verifica a fatica si omette in quanto le tensioni risultano molto basse, tanto che la sezione di verifica non risulta nemmeno fessurata per nessuna combinazione di carico.

2.6 Verifiche tirafondi

2.6.1 Calcolo sollecitazioni

Dal modello agli elementi finiti derivano le seguenti caratteristiche di sollecitazione sulla singola base poggiante sul cordolo di fondazione, relative alla sezione d'incastro della mensola sullo zoccolo di base (punto P0 in figura seguente, nodo n° 15 del modello di calcolo).

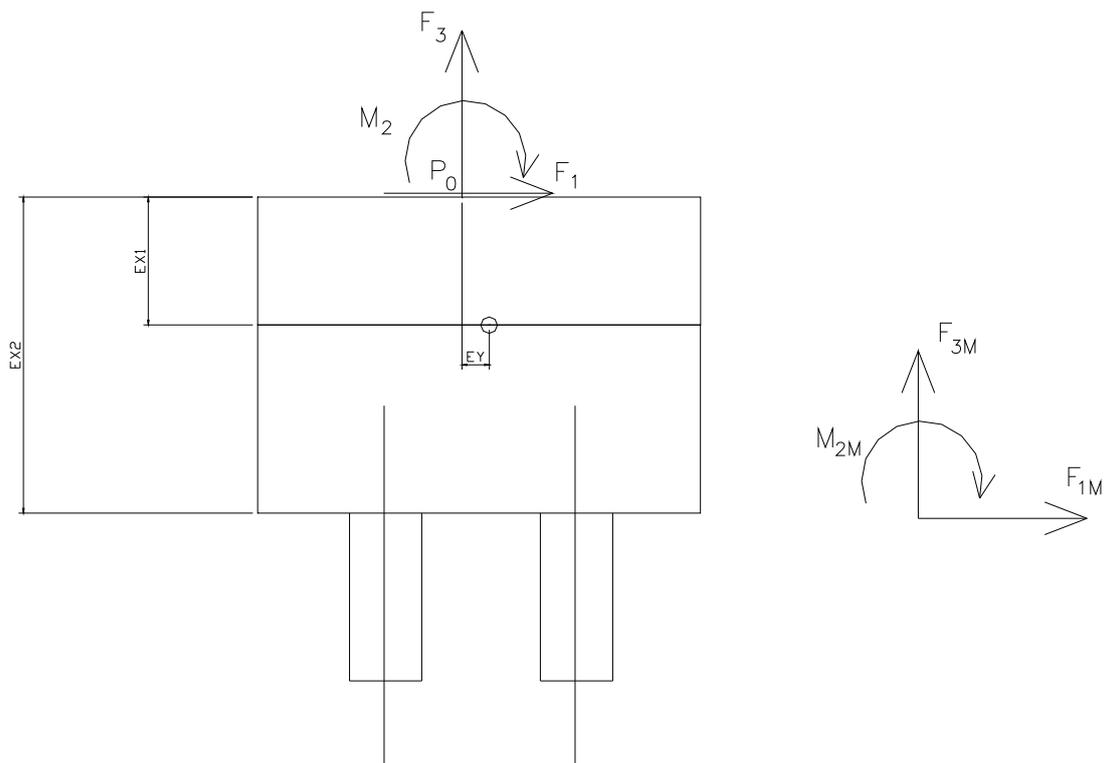


Figura 2-23 Sistemi di riferimento e punti di verifica

SOLLECITAZIONI ALL'INCASTRO – CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N = F3	V = F1	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP	LinStatic		-44904	0	5541
15	PESOAS	LinStatic		-6008	0	5704
15	PESOBAG	LinStatic		-18023	0	17112
15	VENTO	LinStatic		-7989	30747	126942
15	V200	LinModHist	Max	-2213	-6803	-29338
15	V200	LinModHist	Min	1750	8839	40994
15	S200	LinStatic		-1591	6124	25284
15	PPPBVPSP_V200	Combination	Max	-73128	23944	120257
15	PPPBVPSP_V200	Combination	Min	-69166	39586	190589
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-45136	-37549	-145035
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-41173	-21908	-74703
15	PPPBVPSP_S200	Combination		-73780	41770	195106
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-40059	-41770	-161209

Partendo da queste sollecitazioni si sono determinate le sollecitazioni agenti sulla superficie d'interfaccia tra modulo prefabbricato e plinto di fondazione, che sollecitano i tirafondi.

Le eccentricità, in questo caso, valgono:

$$e_{x1} = 35 \text{ cm} \quad e_y = 16 \text{ cm.}$$

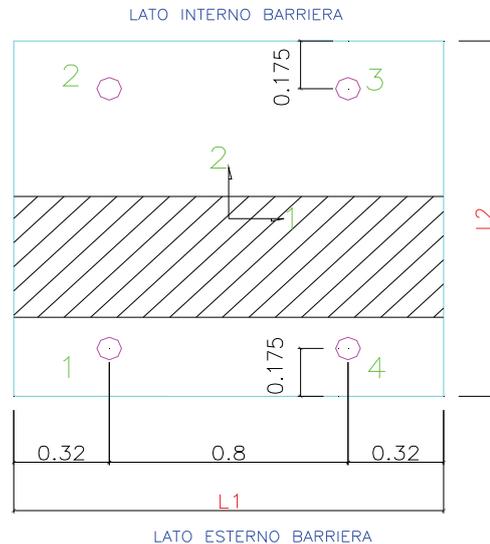
Occorre, inoltre, aggiungere il peso dello zoccolo di base 130x150x35 cm, pari a 17.06 kN, che non è considerato nel modello di calcolo.

SOLLECITAZIONI LIVELLO TIRAFONDI - VERIFICA DI RESISTENZA						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PPPBVPSP_V200	Combination	Max	-90191	23944	116937
15	PPPBVPSP_V200	Combination	Min	-86228	39586	193377
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-62198	-37549	-165399
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-58236	-21908	-88958
15	PPPBVPSP_S200	Combination		-90842	41770	197921
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-57121	-41770	-182238

2.6.2 Verifica di resistenza

TIRAFONDI BM 110

Lunghezza lato in direzione 1	$L_1 =$	144	cm
Lunghezza lato in direzione 2	$L_2 =$	110	cm
Distanza tirafondo dal bordo L1	$d1 =$	32	cm
Distanza tirafondo dal bordo L2	$d2 =$	17.5	cm



Diametro tirafondi interno barriera
Diametro tirafondi esterno barriera

$\phi_{long.int} =$ 34 mm
 $\phi_{long.est} =$ 34 mm

	Sezione	
	X	Y
A	-72.0	-55.0
D	72.0	-55.0
C	72.0	55.0
B	-72.0	55.0

	Tirafondi				
	X	Y	As	n	
1	-40.0	-37.5	7.263	15	
2	40.0	-37.5	7.263	15	
	-40.0	47.5	7.263	15	non considerato
	-40.0	37.5	7.263	15	non considerato

TENSIONI AMMISSIBILI

$\sigma_{c,amm} =$	13.4	MPa
$\sigma_{s,amm} =$	255	MPa
$\tau_{c0} =$	0.8	MPa
$\tau_{c1} =$	2.26	MPa

TENSIONE AMMISSIBILE A FATICA TIRAFONDI

$\Delta\sigma_D =$	36.8	Mpa
diametro	34	mm
k=	0.969	
$\Delta\sigma_{tir,amm} =$	28.6	Mpa
	286	kg/cm ²

TENSIONI - VERIFICA DI RESISTENZA		
COMBINAZIONE	$\sigma_{cls} +$	$\sigma_{acc} -$
	[MPa]	[MPa]
PPPBPVSP_V200	1.2	-59.0
PPPBPVSP_V200	2.0	-120.1
PPPAVNSN_V200	1.7	-107.0
PPPAVNSN_V200	0.9	-48.5
PPPBPVSP_S200	2.0	-122.0
PPPAVBSN_S200	1.9	-122.1

NB: per la verifica si trascura il contributo dei tirafondi compressi.

2.6.3 Verifica a fatica

Per valutare la variazione tensionale ammissibile a fatica si è fatto riferimento alle "Prescrizioni Tecniche Integrative e Provvisorie per la Progettazione delle Barriere Anti Rumore" del 24\3\04, punto "c":

$$\Delta\sigma_{amm} = \Delta\sigma_D / \gamma_m$$

con $\gamma_m = 1.25$

$$\Delta\sigma_D = \Delta\sigma_A * \sqrt[3]{n_A / n_D}$$

Per i valori di $\Delta\sigma_A$, n_A e n_D si è fatto riferimento alle "Indicazioni Tecniche per Barriere Anti Rumore" del 21\6\06, punto "b" (con rimando all' EuroCodice 3):

$$\Delta\sigma_A = 50 \text{ MPa}$$

$$n_A = 2e6$$

$$n_D = 5e6.$$

Pertanto $\Delta\sigma_D = 36.84 \text{ MPa}$. Per valutare $\Delta\sigma_{amm}$ occorre considerare un'ulteriore riduzione per i tirafondi di diametro superiore a 30 mm:

$$\Delta\sigma_{amm} = k \Delta\sigma_D / \gamma_m$$

con $k = \left(\frac{30}{\phi}\right)^{0.25}$.

In conclusione:

$$\Delta\sigma_{amm} = 29.5 \text{ MPa per } \phi 30$$

$$\Delta\sigma_{amm} = 27.4 \text{ MPa per } \phi 40$$

Per la verifica a fatica il $\Delta\sigma_{\max}$ è stato determinato a partire dallo stato tensionale di esercizio sotto l'effetto dei pesi fissi, PP + PA (pesi propri + pesi pannelli asciutti) e considerando gli effetti delle sovrappressioni dovute al treno:

SOLLECITAZIONI LIVELLO TIRAFONDI - VERIFICA A FATICA						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP_V200	LinModHist	Max	-70187	-6803	-28974
15	PP_V200	LinModHist	Min	-66224	8839	47467

La sezione su cui agiscono tali sollecitazioni è la stessa rappresentata a pag. 88. Anche in questo caso si trascura il contributo dei tirafondi posti in zona compressa, per cui i tirafondi hanno sempre un $\Delta\sigma$ che varia dal valore minimo pari a 0 al valore massimo determinato dalle sollecitazioni sopra riportate.

Pertanto si ha:

Comb PP_V200-Max: $\Delta\sigma_{\max} = 2.18 \text{ Mpa} < \Delta\sigma_{\text{amm}} = 27.4 \text{ Mpa}$

Comb PP_V200-Min: $\Delta\sigma_{\max} = 14.1 \text{ Mpa} < \Delta\sigma_{\text{amm}} = 27.4 \text{ Mpa}$.

2.7 Verifica globale di deformabilità

La **verifica globale di deformabilità** consiste nel verificare, secondo le indicazioni del Disciplinare Tecnico sulle barriere antirumore, che lo spostamento in sommità nella peggiore condizione di carico possibile sia inferiore a "L/150", essendo "L" l'altezza del montante.

Essendo in questo caso $L = 6750 \text{ mm}$ l'altezza della barriera fuori terra, si ha quindi $f_{am} = 6750/150 = 45.00 \text{ mm}$.

Dal calcolo la freccia massima si ha nella condizione di carico "PPBVPSP_S200"; essa risulta pari a $f_{max} = \sqrt{17.23^2 + 5.59^2} = \mathbf{18.11 \text{ mm}} < f_{am}$.

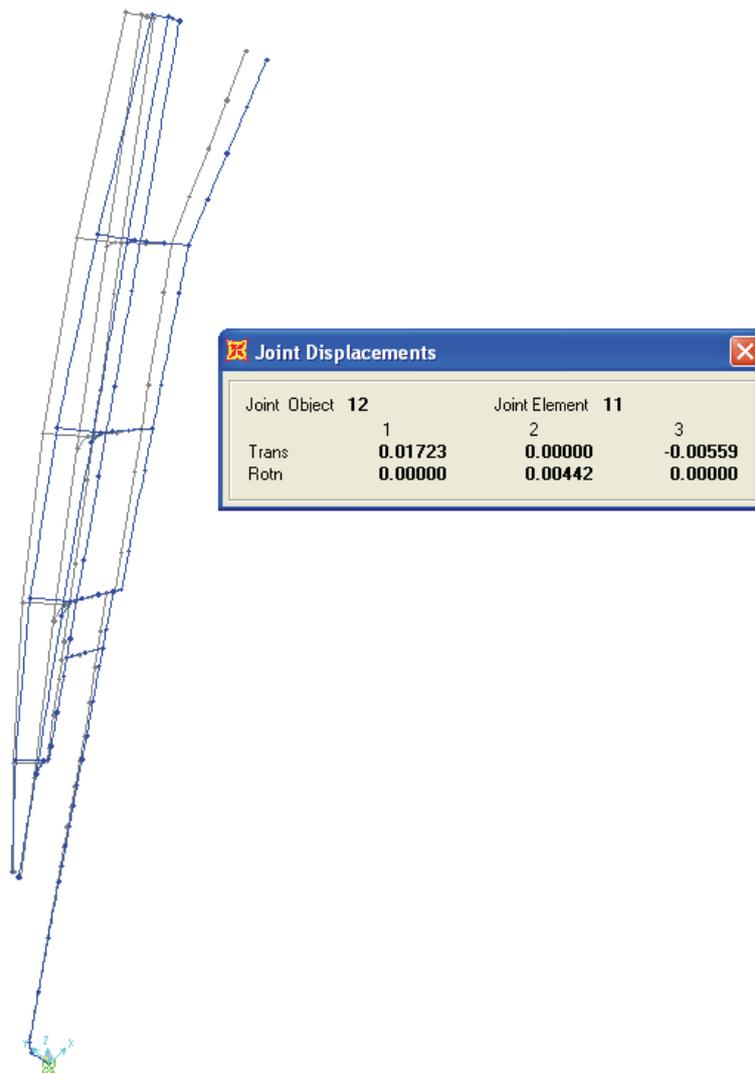


Figura 2-24 -Deformata barriera con spostamento max. in testa per "PPBVPSP_S200".

3 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

3.1 Calcolo delle sollecitazioni

Dal modello agli elementi finiti derivano le seguenti caratteristiche di sollecitazione sulla singola base poggiate sul plinto di fondazione, relative alla sezione d'incastro della mensola sullo zoccolo di base (punto P0 in figura seguente, nodo n° 15 del modello di calcolo).

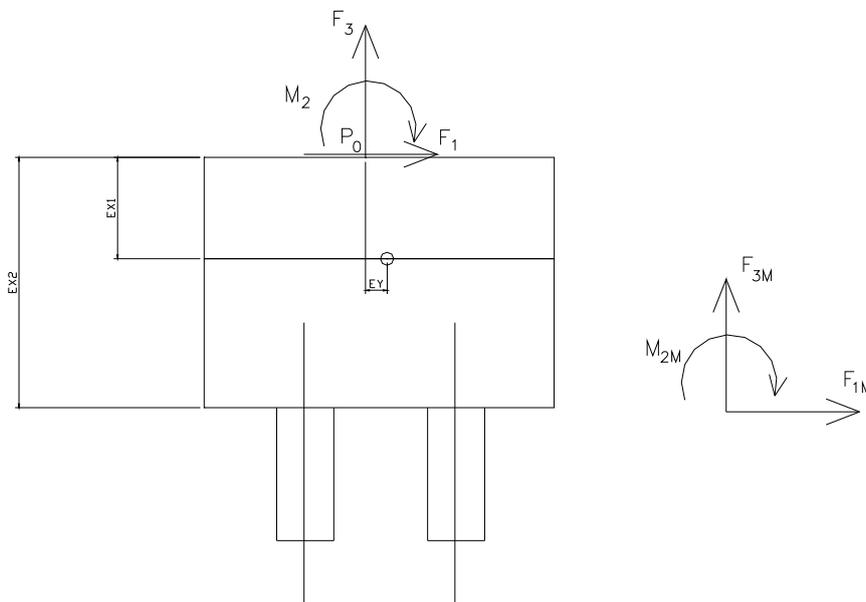


Figura 3-1 - Sistemi di riferimento e punti di verifica

Modello H7_V200 – Sollecitazioni all'incastro						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP	LinStatic		-86177	0	8683
15	PESOAS	LinStatic		-6008	0	5704
15	PESOBAG	LinStatic		-18023	0	17112
15	VENTO	LinStatic		-9246	39208	139462
15	S200	LinStatic		-1841	7808	27776
15	PPPBVSP_S200	Combination		-116876	54036	216400
15	PPPAVBSN_S200	Combination		-79508	-54036	-176217

Partendo da queste sollecitazioni si sono determinate le sollecitazioni agenti sulla superficie d'interfaccia tra cordolo di fondazione e terreno, che sollecitano i micropali. *In primis* si sommano le sollecitazioni che derivano dal modulo "tampone" BT95 contiguo, determinato da un diverso modello di calcolo.

Modello BT95 – Sollecitazioni all'incastro						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PP	LinStatic		-41273	0	3143
15	PESOAS	LinStatic		0	0	0
15	PESOBAG	LinStatic		0	0	0
15	VENTO	LinStatic		-1258	8461	12520
15	S200	LinStatic		-250	1684	2492
15	PPPBVSP_S200	Combination		-43096	12266	21294
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-39449	-12266	-15009

Le sollecitazioni così ottenute vanno poi trasportate nel baricentro della sezione d'interfaccia cordolo di fondazione – superficie di sottofondo, considerando le seguenti eccentricità:

$$e_{x1} = 35+55 = 90 \text{ cm} \quad e_y = 6 \text{ cm.}$$

Infine, occorre sommare il peso dei seguenti elementi con le relative eccentricità:

- zoccolo di base BM110 110x150x35 cm P = 14.44 kN e = 0 cm;
- zoccolo di base BT95 95x150x35 cm P = 12.47 kN e = 7.5 cm;
- cordolo di fondazione 120x300x55 cm P = 68.25 kN e = 0 cm;

SOLLECITAZIONI A LIVELLO DEI MICROPALI - VERIFICA DI RESISTENZA						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PPPBVSP_S200	Combination		-193282	54036	257085
15	PPPAVBSN_S200	Combination		-155914	-54036	-230556

3.2 Micropali

I micropali da utilizzare nel progetto delle barriere antirumore saranno del tipo valvolati iniettati a pressione con armatura in acciaio Fe430B. Il diametro e la lunghezza del micropalo dipenderanno dall'altezza della barriera e dalle caratteristiche geotecniche del terreno su cui si opera.

In ogni caso si cercherà di realizzare micropali con diametro massimo di perforazione di 225 mm al fine di poter operare in linea con macchinari di ridotte dimensioni.

Il copriferro minimo (semidifferenza tra il diametro di perforazione e diametro esterno dell'armatura del micropalo) da garantire all'armatura del micropalo può assumersi pari a circa 2.5 cm. Come criterio preferenziale di scelta del diametro dell'armatura si può pertanto partire dai valori commerciali immediatamente inferiori (o molto prossimi) al diametro della perforazione (D_s) diminuito di circa 5 cm.

L'ancoraggio nel calcestruzzo è realizzato mediante piastre ottagonali di dimensioni lorde 270x270x25 con lati da 112 mm, saldate ai micropali tramite doppi **cordoni d'angolo** su ciascun piatto di dimensioni 10x10 mm.

3.2.1 Calcolo della capacità portante verticale del micropalo

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro N_{SPT} e/o p_L (pressione laterale limite) dei terreni attraversati. I micropali vengono distinti in due categorie:

- micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore (**IRS**, injection ripetitive et selective). Appartengono a tale gruppo i micropali da adottare per le barriere antirumore;
- micropali eseguiti con getto dell'intero palo in un'unica soluzione (**IGU**, injection globale inique).

Il metodo si avvale, per la capacità portante ultima della relazione :

$$Q_{lim} = Q_{ll} + Q_{pl}$$

dove Q_{ll} : portata laterale limite: $Q_{ll} = \pi \cdot D_b \cdot L_p \cdot q_s$

con D_b = diametro reso del micropalo = αD_s ;

D_s = diametro di perforazione;

L_p = lunghezza della zona iniettata;

α = coefficiente adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella A). In via cautelativa si può adottare un coefficiente α pari ad 1.1 per la parte IGU e 1.2 per la parte IRS, cioè i valori minimi per ognuna delle due categorie di micropali;

q_s = portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore N_{SPT} o p_L . È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" in base a numerose prove di carico a rottura (267) per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo. Tali grafici vengono riportati alle pagine seguenti nelle figure I, II, III e IV.

Q_{pl} : portata alla punta ultima. Dato l'alto rapporto esistente fra superficie laterale portante e superficie della punta del palo, normalmente, per i micropali, si considera un valore della **portata alla punta pari al 15% della portata laterale**.

La peculiarità del calcolo per un micropalo consiste nella scelta di D_s e nella determinazione di q_s e di L_p .

In ogni caso, visto che il tratto iniettato del micropalo raggiunge la superficie del terreno, si raccomanda che, per i **primi 5 metri**, esso venga considerato in ogni caso del **tipo IGU**.

La capacità portante verticale si calcolerà pertanto per integrazione dei valori di Q_{lim} trovati per il tratto di tipo IGU e per quello di tipo IRS.

Si riportano di seguito i diagrammi necessari per ricavare il valore di q_s in funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche di resistenza nonché dalla tecnica di realizzazione del micropalo.

q_s (MPa)

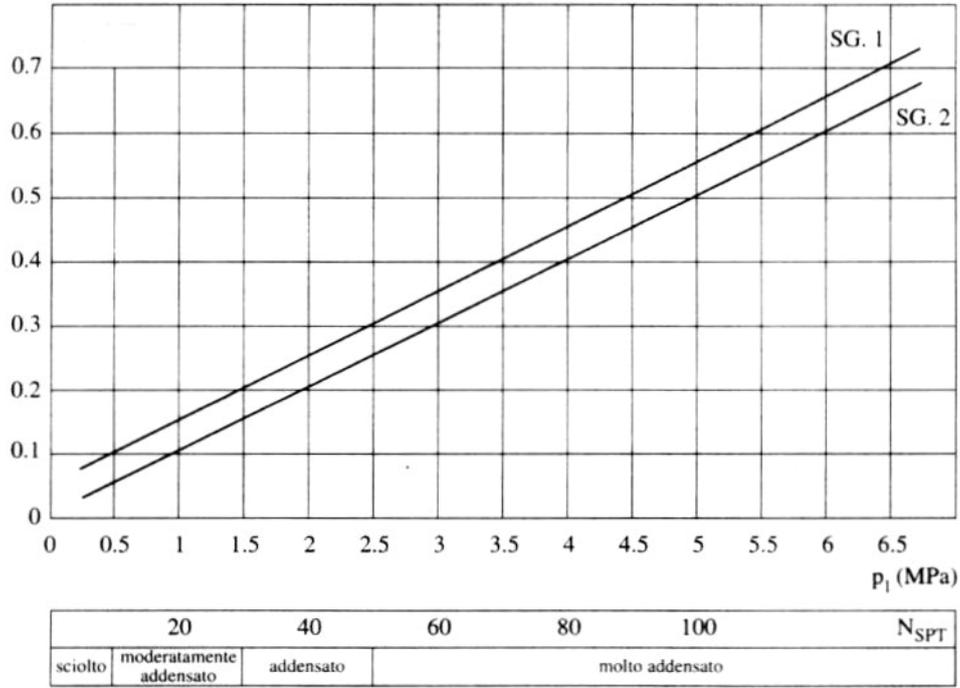


Figura I: Abaco per il calcolo di q_s per sabbie e ghiaie.

q_s (MPa)

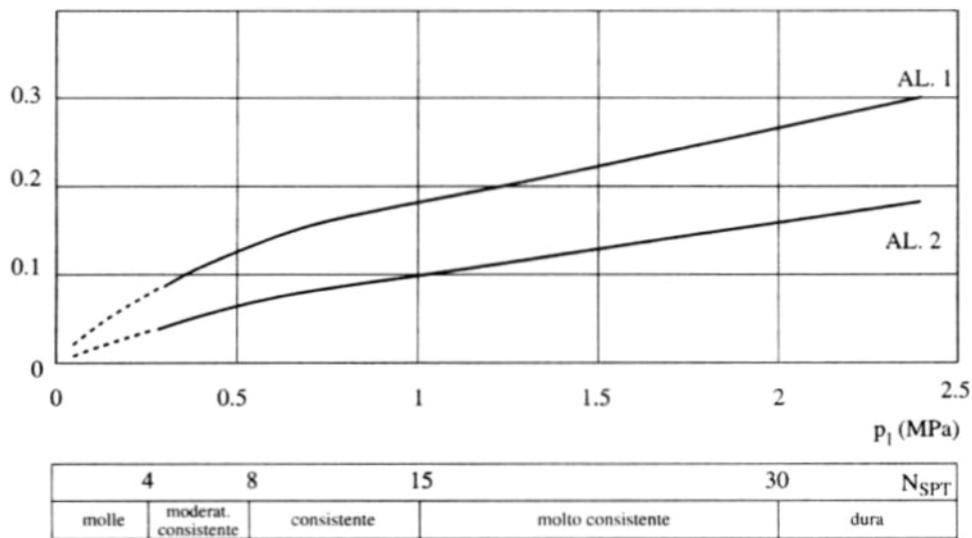


Figura II: Abaco per il calcolo di q_s per argille e limi.

q_s (MPa)

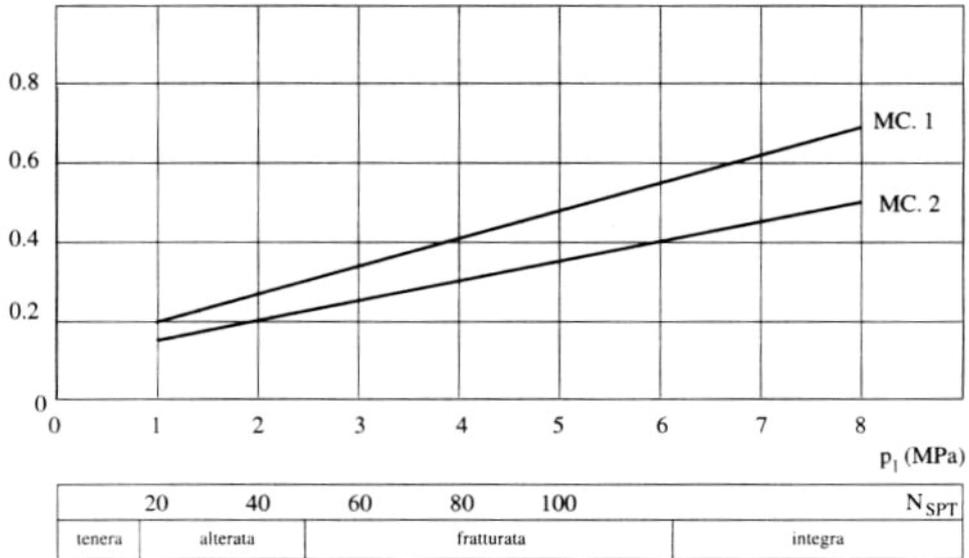


Figura III: Abaco per il calcolo di q_s per gessi, marne e marne calcaree.

q_s (MPa)

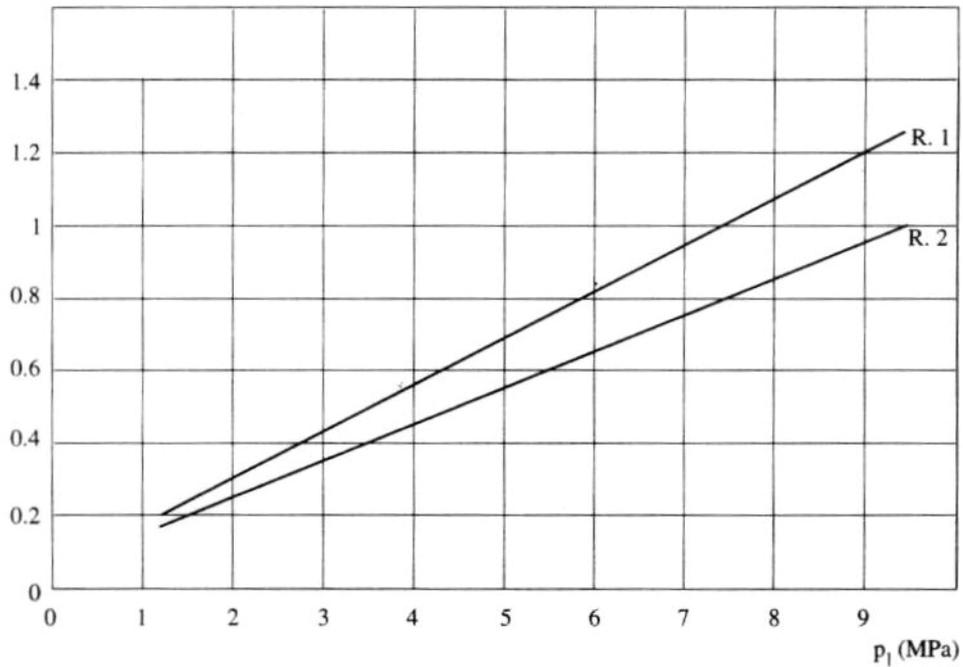


Figura IV: Abaco per il calcolo di q_s per rocce alterate e fratturate.

Tabella A: Valori del coefficiente α ; $V_s = L_p \cdot \frac{\pi D_s^2}{4}$

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V_s
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V_s
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V_s
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V_s
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) V_s ; IGU: (1,5-2) V_s
Marna	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) V_s per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) V_s o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5) V_s per strati poco fratturati 2 V_s o più per strati fratturati

Tabella B: indicazioni per la scelta del valore q_s

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

In funzione delle condizioni locali del terreno si dovrà tener conto dell'eventuale effetto di gruppo della palificata definendo un coefficiente riduttivo η della capacità portante.

Si può a questo punto calcolare la capacità portante ammissibile del micropalo per sforzo N di compressione e/o trazione secondo le seguenti formule:

$$\text{a) } Q_{\text{amm,comp}} = Q_{\text{lim}}/F_s - W_p$$

$$\text{b) } Q_{\text{amm,traz}} = (Q_{\text{lim}} - Q_{\text{pl}})/F_s + W_p$$

in cui:

$F_s = 2,5$ (coefficiente di sicurezza minimo richiesto dalla normativa)

$W_p = \gamma_{\text{cls}} \cdot A_b \cdot L_p$ (peso del micropalo)

I valori delle capacità portanti andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale che si applica al micropalo per sforzo N di compressione e/o trazione. I valori di D_s e la determinazione di L_p saranno accettabili solo se i valori ammissibili risulteranno superiori ai rispettivi sforzi:

$$Q_{\text{amm}} > N$$

La lunghezza del micropalo così calcolata dovrà essere **umentata di 2 metri** in caso di realizzazione dell'opera su rilevato ferroviario per tener conto del ridotto stato di addensamento del terreno in prossimità della scarpata del rilevato stesso.

3.2.2 Calcolo della capacità portante orizzontale del micropalo

La valutazione dello stato di sollecitazione dei micropali in condizioni di esercizio può essere effettuata assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler, costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti l'una dall'altra.

Nell'ipotesi di k_h (coefficiente di reazione orizzontale del terreno) costante con la profondità, l'equazione differenziale che governa lo spostamento di un palo caricato lateralmente è:

$$E \cdot J \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot D_b \cdot y = 0$$

in cui:

E = modulo elastico longitudinale del micropalo

J = momento d'inerzia del micropalo

y = spostamento orizzontale rispetto alla direzione verticale

L'equazione si può anche scrivere nella forma:

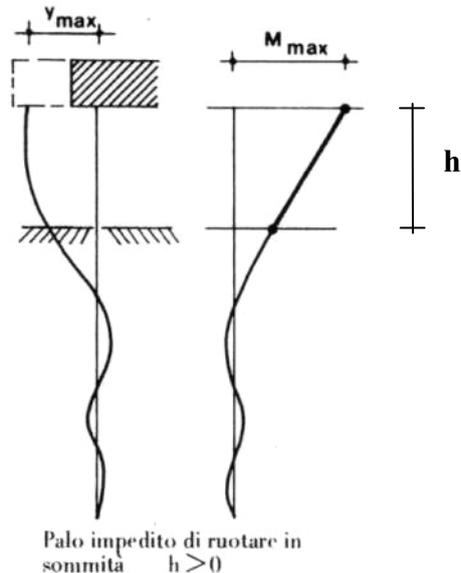
$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} y = 0$$

in cui $\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D_b}}$ = lunghezza caratteristica del micropalo

Dalla risoluzione dell'equazione differenziale per un micropalo soggetto ad una forza orizzontale $H = T$ applicata in testa, sporgente dal terreno di $h = 2.00$ m (nel caso di rilevato) o di $h=1.00$ m (negli altri casi) ed impedito di ruotare in testa per l'incastro determinato dal plinto, il massimo valore del momento e del taglio agenti sul palo valgono:

$$M_{max} = 0.5 \cdot H \cdot (h + \lambda)$$

$$T_{max} = H$$



Utilizzando queste sollecitazioni sarà possibile dimensionare l'armatura del micropalo.

Il calcolo riportato di seguito è riferito a condizioni geotecniche ipotetiche e quindi si pone come un dimensionamento di massima. Ovviamente il progetto definitivo dei micropali dovrà essere eseguito

di volta in volta in base alle reali condizioni geotecniche riscontrate nei terreni di posa delle barriere.

3.2.3 Verifiche strutturali

Con riferimento alla figura sottostante, gli sforzi nei micropali e le tensioni normali di compressione all'interfaccia piatti/calcestruzzo sono stati calcolati con le formule seguenti, a partire dalle sollecitazioni determinate nel paragrafo 3.1.

$$F_{sx} = \left(\frac{N_M}{4} + \frac{M_M}{2b} \right)$$

$$F_{dx} = \left(\frac{N_M}{4} - \frac{M_M}{2b} \right)$$

in cui $b = 700$ mm è l'interasse trasversale dei micropali.

Pertanto si ha per la barriera H7:

Combinazioni di carico	F_{sx}	F_{dx}	σ_{c1}	σ_{c2}
	[N]	[N]	[MPa]	[MPa]
PPPBPSP_S200	135 312	-231 953	1.90	-2.42
PPPAVNSN_S200	-203 661	125 704	-2.12	1.77

Le tensioni sono tutte inferiori al valore limite $R_{ck}/1.3 = 34.6$ MPa.

3.2.3.1 Verifica di resistenza del tubo

Micropali:

ϕ perforazione = $D_s = 225$ mm

Per pali valvolati: ϕ calcolo = $1.1 * D_s = D_d = 250$ mm

tubo: $\phi 177.8 \times 8$ mm

Gli sforzi assiali sul singolo micropalo di sinistra o di destra ed il taglio totale all'intradosso della fondazione già calcolati sono i seguenti:

Condizioni di carico	N [N]	T [N]	M [Nm]
PPPBVSP_S200	-193 282	54 036	257 085
PPPAVNSN_S200	-155 914	-54 036	-230 556

Per cui si hanno le seguenti azioni massime:

N⁻ = -231 kN (compressione)

N⁺ = +135 kN (trazione)

T_{max} = 54.0 / 4 = 13.5 kN

Proprietà tubo $\phi 177.8 \times 8$ mm:

$A_s = 4265 \text{ mm}^2$

$J_s = 15413900 \text{ mm}^4$

$W_s = J_s / (177.8 / 2) = 173385 \text{ mm}^3$

$A_{st} = 2133 \text{ mm}^2$ area di taglio

Carico sul tubo in compressione (a favore di sicurezza tutto lo sforzo di compressione è affidato al tubo di acciaio): **-231 kN**

Carico sul tubo in trazione: **135 kN**

Il massimo valore del momento flettente e del taglio agenti sul palo valgono:

T_{max} = H forza orizzontale applicata in testa al micropalo sporgente dal terreno di $h = 2$ m per la presenza di uno strato superficiale assunto come non collaborante (nel caso di rilevati) oppure $h = 1$ m nei restanti casi. Negli esempi che seguono si considera il caso maggiormente gravoso costituito dalla presenza di rilevato.

M_{max} = 0.5 * H * (h + L₀) calcolato in base alle seguenti proprietà:

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D_d}} = \text{lunghezza caratteristica del micropalo}$$

$E = 28500 \text{ N/mm}^2$ (modulo elastico calcestruzzo R_{ck} 250)

$J_s = 15413900 \text{ mm}^4$ momento d'inerzia del tubo

$J_c = 191747600 \text{ mm}^4$ momento d'inerzia del calcestruzzo per diametro del cls $D_d = 250 \text{ mm}$

l'acciaio e' omogeneizzato al calcestruzzo con **n=6**

$J = J_c + n * J_s = 284231000 \text{ mm}^4$ momento d'inerzia totale

$k_h = c_g * n_h * z / d$ coefficiente di reazione orizzontale del terreno

$c_g = 0.5$ coefficiente riduttivo di gruppo (dipendente dal numero di micropali)

$n_h = A * \gamma / 1.35$ dove:

A coefficiente adimensionale dipendente dallo stato di addensamento del terreno;

$\gamma = 1700 \text{ kg/m}^3$ peso specifico del terreno.

z profondità media del terreno reagente, trascurando i primi 2 metri di terreno per tener conto della scarsa resistenza laterale offerta da tale strato

$d = D_d$

Il momento flettente viene ricavato per un micropalo che si trovi in un terreno con ipotetici diversi valori di N_{SPT} e diverse profondità z , ipotizzando una rotazione nulla in testa per l'incastro determinato dal plinto:

$$N_{SPT} = 15 \quad A = 450$$

$$N_{SPT} = 20 \quad A = 600$$

$$N_{SPT} = 30 \quad A = 1000$$

Si riporta di seguito la verifica più gravosa per $N_{spt}=15$

Verifica per $N_{SPT}=15$

$$A = 450$$

$$\gamma = 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$n_h = A \cdot \gamma / 1.35 = 566667 \text{ kg/m}^3$$

$$c_g = 0.5$$

$$z = 4 \text{ m}$$

$$d = D_d = 0.25 \text{ m}$$

$$k_h = c_g \cdot n_h \cdot z / d = 4533336 \text{ kg/m}^3 = 0.04533 \text{ N/mm}^3$$

Si assumerà nel calcolo in via cautelativa $k_h = 0.040 \text{ N/mm}^3$

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D_d}} = 1342 \text{ mm}$$

$$T_{\max} = H = 14700 \text{ N}$$

$$M_{\max} = 0.5 \cdot H \cdot (h + L_0) = 0.5 \cdot 13500 \cdot (2000 + 1364) = 22573663 \text{ Nmm}$$

$$N_{\max, \text{traz}} = 135000 \text{ N}$$

$$N_{\max, \text{comp}} = -231000 \text{ N}$$

Verifica a trazione

$$\sigma = N_{\max, \text{traz}} / A_s + M_{\max} / W_s = 162 \text{ MPa}$$

$$\tau = T_{\max} / A_{st} = 6.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 162 \text{ MPa} < \sigma_{am} = 190 \text{ MPa}$$

Verifica a compressione

$$\sigma = N_{\max, \text{comp}} / A_s + M_{\max} / W_s = 185 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = T_{\max} / A_{st} = 6.33 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} = 185 \text{ MPa} < \sigma_{am} = 190 \text{ MPa}$$

3.2.4 Verifiche geotecniche

Il nostro scopo è di ricavare la lunghezza del micropalo che si trovi in un terreno con diverse caratteristiche di resistenza e quindi ipotetici diversi valori del parametro N_{SPT} :

$$N_{SPT} = 15$$

$$N_{SPT} = 20$$

$$N_{SPT} = 30$$

e consenta un carico assiale ammissibile a compressione $Q_{amm, comp} = 232 \text{ kN}$ ed a trazione un $Q_{amm, traz} = 135 \text{ kN}$.

Scegliamo:

- un diametro di perforazione $D_s = 225 \text{ mm}$
- tubo di armatura $\Phi 177.8 \times 8 \text{ mm}$ valvolato per tutta l'altezza
- L = incognita del problema = lunghezza micropalo
- terreno incoerente (sabbia)
- coefficiente di gruppo $\eta = 0.8$
- W_p peso del micropalo calcolato con $D_b = \alpha_{IRS} D_s$;

Calcolo per $N_{SPT}=15$

Dai grafici della figura I, per pali valvolati e non (SG.1 e SG.2) valido per le sabbie, e per $N_{SPT}=15$ si ha:

$$q_{s,IGU} = 0.08 \text{ Mpa} = 80 \text{ Kpa (SG.2);}$$

$$q_{s,IRS} = 0.12 \text{ Mpa} = 120 \text{ Kpa (SG.1);}$$

Si pone:

$$\alpha_{IRS} = 1.2 ;$$

$$\alpha_{IGU} = 1.1 ;$$

$$L_{IGU} = 5 \text{ metri;}$$

$$F_s = 2.5.$$

- **Compressione**

$$Q_{amm, comp} = Q_{lim} / F_s - W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \beta \cdot \eta] / F_s - W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot \beta \cdot (\alpha_{IGU} \cdot D_s \cdot L_{IGU} \cdot q_{s,IGU} + \alpha_{IRS} \cdot D_s \cdot L_{IRS} \cdot q_{s,IRS}) / 2.5 - W_p$$

$\beta = 1.15$ tiene conto della portata alla punta pari al 15% di quella laterale

Si calcola una lunghezza L_{IRS} di 4 metri che mi garantisce un $Q_{amm,comp}$ pari a 251 kN.

○ **Trazione**

$$Q_{amm,traz} = (Q_{lim} - Q_{pl}) / F_s + W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \eta] / F_s + W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot (\alpha_{IGU} \cdot D_s \cdot L_{IGU} \cdot q_{s,IGU} + \alpha_{IRS} \cdot D_s \cdot L_{IRS} \cdot q_{s,IRS}) / 2.5 + W_p$$

Per un valore di L_{IRS} di 4 metri si ottiene un $Q_{amm,traz}$ pari a 243 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione. Il calcolo esatto di L_{IRS} fornirebbe lunghezze inferiori, ma non sufficienti per sviluppare la capacità portante richiesta per sforzi verticali di compressione.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{IGU} + L_{IRS} = (5 + 4) \text{ m} = 9 \text{ m}$.

In presenza di rilevato la lunghezza calcolata sopra va aumentata di 2 m, cioè si avrà:

$$L' = L + 2 \text{ m} = 11 \text{ m}.$$

Calcolo per $N_{SPT}=20$

Dai grafici della figura I, per pali valvolati e non (SG.1 e SG.2) valido per le sabbie, e per $N_{SPT}=20$ si ha:

$$q_{s,IGU} = 0.10 \text{ Mpa} = 100 \text{ Kpa (SG.2);}$$

$$q_{s,IRS} = 0.15 \text{ Mpa} = 150 \text{ Kpa (SG.1);}$$

Si pone:

$$\alpha_{IRS} = 1.2 ;$$

$$\alpha_{IGU} = 1.1 ;$$

$$L_{IGU} = 5 \text{ metri;}$$

$$F_s = 2.5.$$

○ **Compressione**

$$Q_{amm,comp} = Q_{lim} / F_s - W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \beta \cdot \eta] / F_s - W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot \beta \cdot (\alpha_{IGU} \cdot D_s \cdot L_{IGU} \cdot q_{s,IGU} + \alpha_{IRS} \cdot D_s \cdot L_{IRS} \cdot q_{s,IRS}) / 2.5 - W_p$$

$\beta = 1.15$ tiene conto della portata alla punta pari al 15% di quella laterale

Si calcola una lunghezza L_{IRS} di 2.5 metri che mi garantisce un $Q_{amm,comp}$ pari a 249 kN.

○ **Trazione**

$$Q_{amm,traz} = (Q_{lim} - Q_{pl}) / F_s + W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \eta] / F_s + W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot (\alpha_{IGU} \cdot D_s \cdot L_{IGU} \cdot q_{s,IGU} + \alpha_{IRS} \cdot D_s \cdot L_{IRS} \cdot q_{s,IRS}) / 2.5 + W_p$$

Per un valore di L_{IRS} di 2.5 metri si ottiene un $Q_{amm,traz}$ pari a 237 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione. Il calcolo esatto di L_{IRS} fornirebbe lunghezze inferiori, ma non sufficienti per sviluppare la capacità portante richiesta per sforzi verticali di compressione.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{IGU} + L_{IRS} = (5 + 2.5) \text{ m} = 7.5 \text{ m}$.

In presenza di rilevato la lunghezza calcolata sopra va aumentata di 2 m, cioè si avrà:

$$L' = L + 2 \text{ m} = 9.5 \text{ m}.$$

Calcolo per $N_{SPT}=30$

Dai grafici della figura I, per pali valvolati e non (SG.1 e SG.2) valido per le sabbie, e per $N_{SPT}=30$ si ha:

$$q_{s,IGU} = 0.15 \text{ Mpa} = 150 \text{ Kpa (SG.2);}$$

$$q_{s,IRS} = 0.20 \text{ Mpa} = 200 \text{ Kpa (SG.1);}$$

Si pone:

$$\alpha_{IRS} = 1.2 ;$$

$$\alpha_{IGU} = 1.1 ;$$

$$L_{IGU} = 5 \text{ metri;}$$

$$F_s = 2.5.$$

○ **Compressione**

$$Q_{amm,comp} = Q_{lim} / F_s - W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \beta \cdot \eta] / F_s - W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot \beta \cdot (\alpha_{IGU} \cdot D_s \cdot L_{IGU} \cdot q_{s,IGU} + \alpha_{IRS} \cdot D_s \cdot L_{IRS} \cdot q_{s,IRS}) / 2.5 - W_p$$

$\beta = 1.15$ tiene conto della portata alla punta pari al 15% di quella laterale

Si calcola una lunghezza L_{IRS} di 0.5 metri che mi garantisce un $Q_{amm,comp}$ pari a 234 kN.

○ **Trazione**

$$Q_{amm,traz} = (Q_{lim} - Q_{pl}) / F_s + W_p = [(\pi \cdot \alpha \cdot D_s \cdot L_p \cdot q_s) \cdot \eta] / F_s + W_p =$$

$$= 0.8 \cdot \pi \cdot (\alpha_{IGU} \cdot D_s \cdot L_{IGU} \cdot q_{s,IGU} + \alpha_{IRS} \cdot D_s \cdot L_{IRS} \cdot q_{s,IRS}) / 2.5 + W_p$$

Per un valore di L_{IRS} di 0.5 metri si ottiene un $Q_{amm,traz}$ pari a 222 kN ampiamente sufficiente per sostenere la massima sollecitazione di trazione. Il calcolo esatto di L_{IRS} fornirebbe lunghezze inferiori, ma non sufficienti per sviluppare la capacità portante richiesta per sforzi verticali di compressione.

Si ottiene quindi una lunghezza di calcolo del micropalo $L_p = L_{IGU} + L_{IRS} = (5 + 0.5) \text{ m} = 5.5 \text{ m}$.

In presenza di rilevato la lunghezza calcolata sopra va aumentata di 2 m, cioè si avrà:

$$L' = L + 2 \text{ m} = 7.5 \text{ m}.$$

3.3 Trave di Fondazione

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 120x55 cm. Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato a vantaggio di sicurezza, costituito da una trave di n campate appoggiata sui micropali e caricata dalle forze concentrate in corrispondenza dei tirafondi tesi; Come sezione resistente si considera, a v.d.s., solo una fascia 50x55 cm armata con 3+3 $\phi 20$; si trascura, inoltre, il contributo benefico del tiro del tirafondo del modulo tampone BT, poiché il momento massimo si ha in campata.

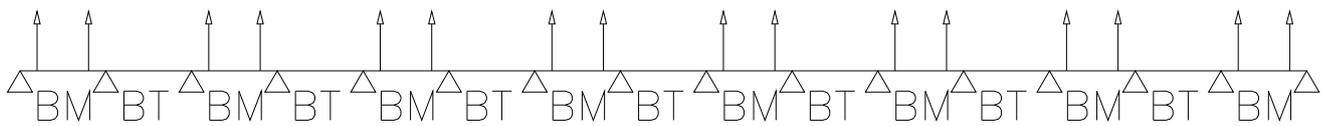


Figura 3-2 Trave di Fondazione: schema di calcolo

3.3.1 Sollecitazioni e verifiche

Le tensioni nei tirafondi per le varie condizioni di carico sono quelle sotto riportate:

Condizione di carico	σ_s [MPa]
PPPBVPSP_S200	122
PPPAVNSN_S200	122.1

L'area resistente di un tirafondo $\phi 34$ vale 7263 mm², per cui:

$$F = 122.1 \times 726 = 88.6 \text{ kN}$$

Ciascun tirafondo è racchiuso da due staffe chiuse $\phi 12$, che riportano le sollecitazioni sulle armature longitudinali. La tensione nelle staffe vale:

$$\sigma_{\text{staffe}} = F / (4 \times 113) = 196 \text{ MPa} < \sigma_{s,am} = 255 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda la verifica delle armature longitudinali, in Figura 3-3 si riporta l'andamento dei momenti flettenti: il valore massimo si registra in prossimità dei bordi e vale $M = 24.0$ kNm.

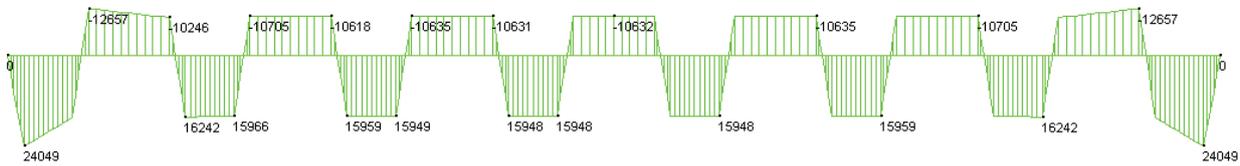


Figura 3-3 Trave di fondazione : momenti flettenti

Di seguito si riporta la verifica della sezione:

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	55	1	9.42	5
			2	9.42	60

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Sd} kN
M_{xSd} 24 kN m
M_{ySd} kN

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 **C25/30**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{cu} ‰
 f_{yd} N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s N/mm² α ?
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

Verifica

N° iterazioni:

d cm
x w/d

3.3.2 Verifica a punzonamento

Si verifica la resistenza a punzonamento del cordolo di fondazione per azione concentrata del micropalo; si considera che la rottura può avvenire a trazione secondo determinate superfici con inclinazione a 45° a partire dal perimetro dei piatti saldati al micropalo. Si valuta la resistenza in corrispondenza della superficie media S (equivalente a quella di rottura) perpendicolare al piano dell'intradosso del plinto di altezza H e sezione di base avente contorno racchiuso dal perimetro p e si verifica che sia superiore all'azione del micropalo (moltiplicata x 1.5 perché la verifica è relativa agli S.L.).

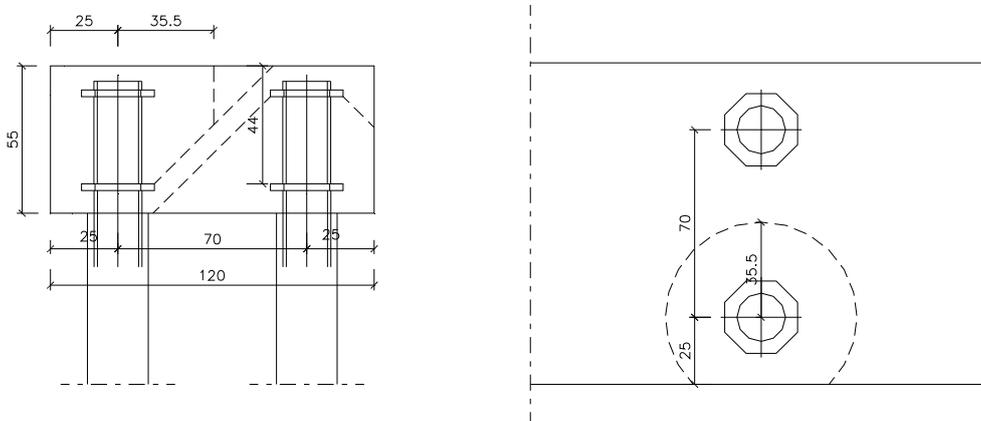


Figura 3-4– Verifica a punzonamento: individuazione della superficie di rottura.

Lo sforzo massimo sul micropalo risulta il seguente:

$$N = 232 * 1.5 = 348 \text{ kN}$$

$$H = 440 \text{ mm}$$

$$p = 1670 \text{ mm perimetro della superficie}$$

$$S = p * h = 734800 \text{ mm}^2 \text{ area superficie rottura}$$

Forza resistente al punzonamento:

$$F = 0.5 * S * f_{ctd} = 464 \text{ kN} > N$$

$$\text{essendo: } f_{ctd} = \frac{0.7 * 0.27 * 35^{2/3}}{1.6} = 1.264 \text{ N/mm}^2 \text{ il valore di calcolo della resistenza a trazione.}$$

Non sono necessarie dunque armature aggiuntive, specifiche per il punzonamento.