

CUP E3 1 B05000390007

**COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
 DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI
 BRESCIA E MILANO**

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. LGS 163/2006
 DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 42/2009

**INTERCONNESSIONE A35-A4
 PROGETTO DEFINITIVO**

INTERCONNESSIONE A35-A4

INTERCONNESSIONE A35-A4 DA PROG. 5+060

CVAX1 - CAVALGAVIA VIA CAVALLERA

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

PROGETTAZIONE:

VERIFICA:



CONSORZIO B.B.M.

PER IL CONSORZIO
 IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE
 PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
 IMPRESA PIZZAROTTI E C. S. P.A.
 DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI
 ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

PER IL CONSORZIO
 IL DIRETTORE TECNICO
 IMPRESA PIZZAROTTI E C. S. P.A.
 DOTT. ING. SABINO DEL BALZO
 ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO											PROGR.		DATA:
	EMIT.	TIPO	FASE	N.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART. DOC.	STATO	REV.	MARZO 2015
60221	04	RC	D	I	I1	CV	AX1	00	00	002	00	A	00	SCALA:

ELABORAZIONE PROGETTUALE

REVISIONE

IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.R.L. DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 152 IL PROGETTISTA	N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO
		A	00	EMISSIONE	04/03/15	PIACENTINI	04/03/15	MAZZOLI	04/03/15

IL CONCEDENTE

IL CONCESSIONARIO



Società di Progetto
Brebemi SpA

	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 2 di 65
---	---------------------------------	---	------------	-------------------

INDICE

1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	5
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	10
3.1	Calcestruzzo.....	10
3.2	Acciaio.....	11
3.2.1	Carpenteria metallica – Classe S355.....	11
3.2.2	Armature per c.a. – Acciaio B 450 C.....	12
3.2.3	Pioli.....	12
4	ANALISI DEI CARICHI	13
4.1	Carichi permanenti (g_1 e g_2)	13
4.2	Ritiro (ϵ_1).....	13
4.3	Variazioni termiche (ϵ_2)	13
4.4	Cedimenti differenziali degli appoggi (ϵ_3).....	14
4.5	Carichi accidentali (q_1).....	14
4.6	Azione longitudinale di frenamento (q_3)	15
4.7	Azione centrifuga (q_4)	15
4.8	Azione del vento (q_5).....	15
5	SOFTWARE DI CALCOLO	17
5.1	Straus7.....	17
5.2	Ponti EC4.....	17
6	CRITERI DI PROGETTAZIONE	18
6.1	Modello di calcolo	18
6.1.1	Modello Spaziale.....	18
6.1.2	Modello Monofilare Arco	19
6.1.3	Modello Monofilare Traversi	19
6.2	Ripartizione trasversale.....	20

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebem SpA



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 3 di 65
---	---------------------------------	---	------------	-------------------

6.3	Tipi di analisi e fattorizzazione dei carichi.....	22
6.3.1	Verifiche di resistenza	22
6.3.2	Verifiche di stabilità (analisi di buckling).....	22
7	CRITERI DI VERIFICA.....	24
7.1	Arco, pendini, trave longitudinale	24
7.1.1	Classificazione delle sezioni.....	24
7.1.2	Resistenza delle membrature	27
7.1.3	Stabilità delle membrature	28
7.2	Traversi.....	28
7.2.1	S.L.U. - Resistenza delle sezioni.....	29
7.2.2	S.L.E. - Limitazione delle tensioni	31
7.2.2.1	S.L.E. - Web breathing.....	31
7.2.3	S.L.U. e S.L.E. - Verifica connessioni trave soletta.....	32
7.3	Combinazioni di carico.....	37
8	SOLLECITAZIONI.....	41
8.1	Analisi lineare statica.....	41
8.1.1	Arco	41
8.1.2	Catena.....	43
8.1.3	Pendini	44
8.2	Analisi di Buckling.....	45
9	VERIFICHE.....	46
9.1	Arco	47
9.1.1	Classificazione delle sezioni.....	47
9.1.2	Stabilità delle membrature	47
9.2	TRAVE LONGITUDINALE	49
9.2.1	Classificazione delle sezioni.....	49
9.2.2	Resistenza delle membrature	50
9.3	Pendini.....	51
9.3.1	Resistenza delle membrature	51
9.4	Traversi.....	52
9.4.1	Verifiche significative e tabelle delle sollecitazioni.....	53
9.4.2	Verifiche allo stato limite ultimo	56
9.4.3	Verifiche allo stato limite di esercizio	56
9.5	Soletta	57
9.5.1	Calcolo prima fase	59

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 4 di 65
---	---------------------------------	---	------------	-------------------

9.5.1.1	Verifica di stabilità	60
9.5.1.2	Verifica delle tensioni	60
9.5.2	Calcolo seconda fase	61
9.5.2.1	Inviluppo SLU	61
9.5.2.2	Verifica Flessione	61
9.5.2.3	Verifica a taglio	62
9.5.2.4	Inviluppo SLE.....	62
9.5.2.5	Verifica delle tensioni	64
9.5.2.6	Verifica di fessurazione.....	64

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 5 di 65
---	---------------------------------	--	------------	-------------------

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Nel presente documento è descritto il cavalcavia con impalcato ad arco portante sottile e trave irrigidente, posto alla progressiva chilometrica 0+257,99 denominato Cavalcavia Cavallera, necessario per lo scavalco dell'autostrada A4 Milano -Brescia. Il progetto s'inserisce nell'ambito del Progetto Definitivo dell'interconnessione A35-A4.

Il cavalcavia è costituito da un'unica campata in semplice appoggio di lunghezza complessiva dell'impalcato è 61.00m, la luce di calcolo è 60.00 m. La sezione trasversale dell'opera accoglie una strada tipo F2, presenta quindi una larghezza utile del pavimentato pari a 8.50m e due marciapiedi laterali da 2.3m, per una larghezza complessiva di 13.10m. Sono previste barriere di sicurezza tipo H4 bordo ponte.

La struttura dell'impalcato è un sistema combinato a trave con arco sottile superiore di rinforzo di cui è reggispinta (sistema chiuso), meglio nota come travata Langer. L'impalcato è quindi costituito da:

- Due archi a sezione esagonale inclinati di 6° rispetto alla verticale, collegati tra loro mediante tre elementi tubolari sommitali. Gli archi presentano una freccia di 8.40m e una luce di 60m
- Due travi correnti di altezza 1.50m poste ad interasse pari a 14.20 m formate da sezioni a doppio T, che fungono da sistema irrigidente e da catena per gli archi
- Traversi con funzione di collegamento tra le travi e sostegno della soletta, anch'essi con sezioni a doppio T posti a interasse di 3.75m.
- Elementi di sospensione formati da tiranti radiali.
- Soletta in calcestruzzo, spessore 30 cm, collaborante con i traversi.

La forma dell'arco è stata studiata attraverso la funicolare di carichi radiali corrispondenti agli sforzi di trazione nei pendini, consentendo così di minimizzare le tensioni dovute a momenti flettenti e ottenendo uno stato tensionale prevalente di compressione sotto l'azione dei pesi propri e permanenti portati. La sezione esagonale conferisce all'arco sia resistenza membranale nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi accidentali e mobili del traffico, sia resistenza all'instabilità fuori dal piano.

Tutti gli elementi metallici sono studiati per esser prefabbricati in officina con conci di lunghezza massima 13.00m. In relazione alla loro lunghezza i conci risultano trasportabili senza oneri specifici. Tutte le giunzioni previste per l'impalcato sono di tipo saldato.

La soletta in conglomerato cementizio armato è larga complessivamente 11.70m ed ha spessore medio pari a 30cm, di cui 8cm di lastra prefabbricata e 22cm di getto di completamento in opera.

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta (o similari), autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta, disposte lungo l'asse longitudinale dell'impalcato ed appoggiate sui traversi. La presenza di pioli connettori tipo Nelson sui traversi garantisce una piena collaborazione tra la soletta e la carpenteria metallica dei traversi.

Per garantire la non-labilità dell'impalcato nelle fasi di montaggio della carpenteria metallica e di getto della soletta vengono disposti dei controventi di piano diagonali realizzati da profili ad L.

Società di Progetto
Brebemi SpA



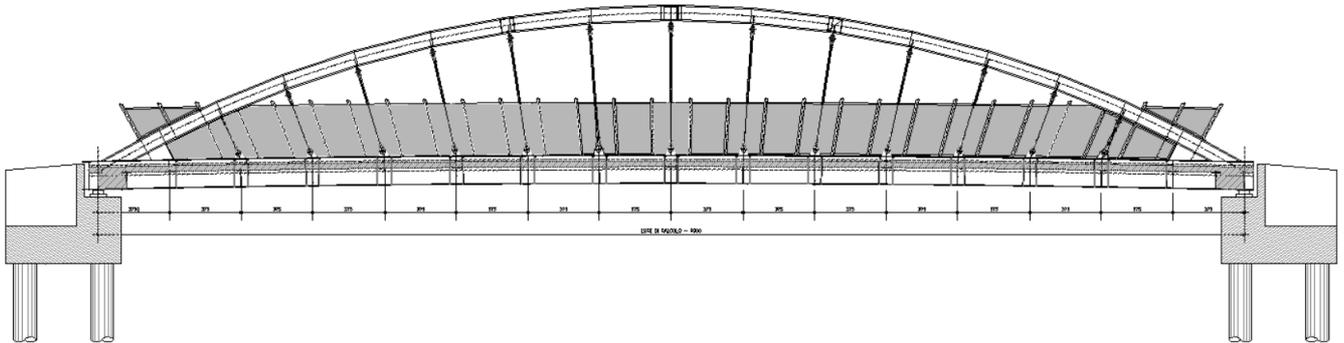


Figura 1-1 Vista Longitudinale

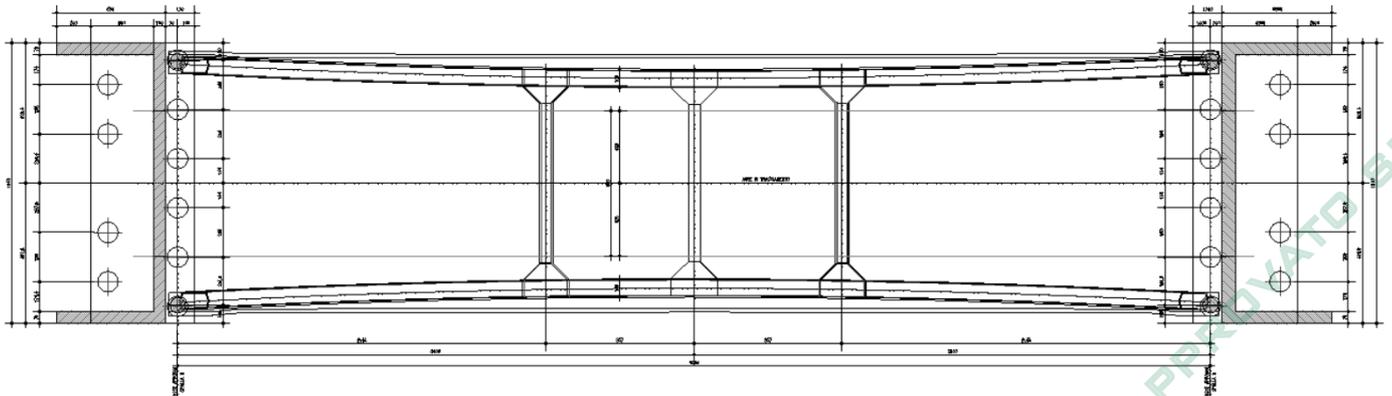


Figura 1-2 Pianta impalcato

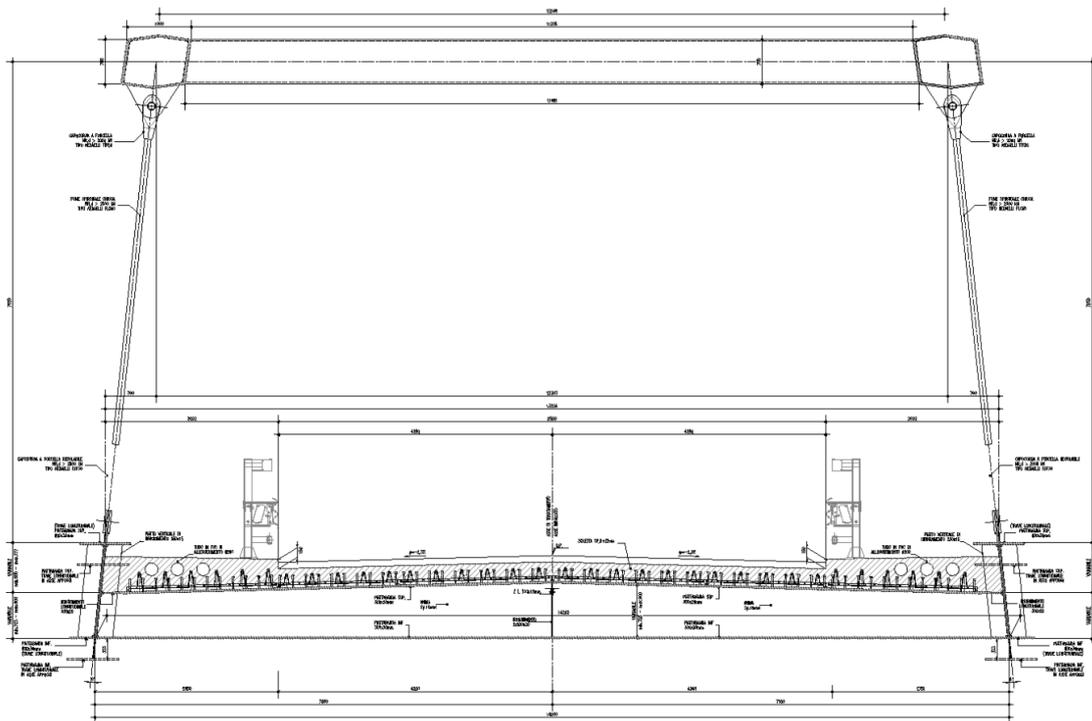


Figura 1-3 Sezione trasversale in mezzeria

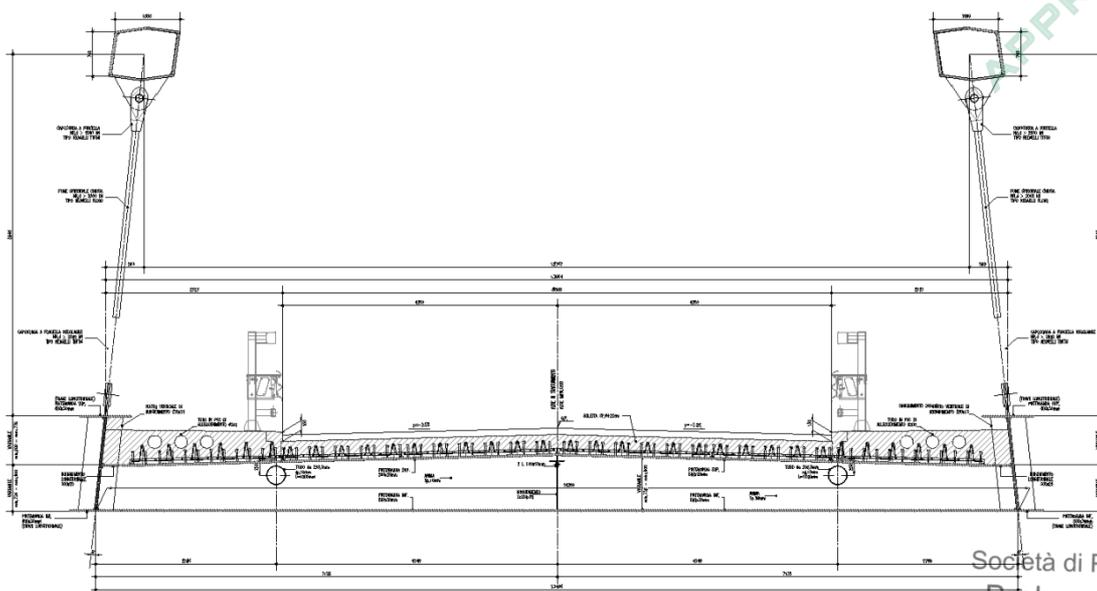


Figura 1-4 Sezione trasversale tipica

Società di Progetto
 Brebemi SpA



La testata dell'impalcato ha la funzione di portare sul nodo arco/catena le sollecitazioni di trazione che vengono assorbite dalle due travi longitudinali che portano la soletta e dalla soletta stessa. Come evidenziato nella figura che segue la testata dell'impalcato presenta due meccanismi di trasmissione delle trazioni dall'impalcato all'arco:

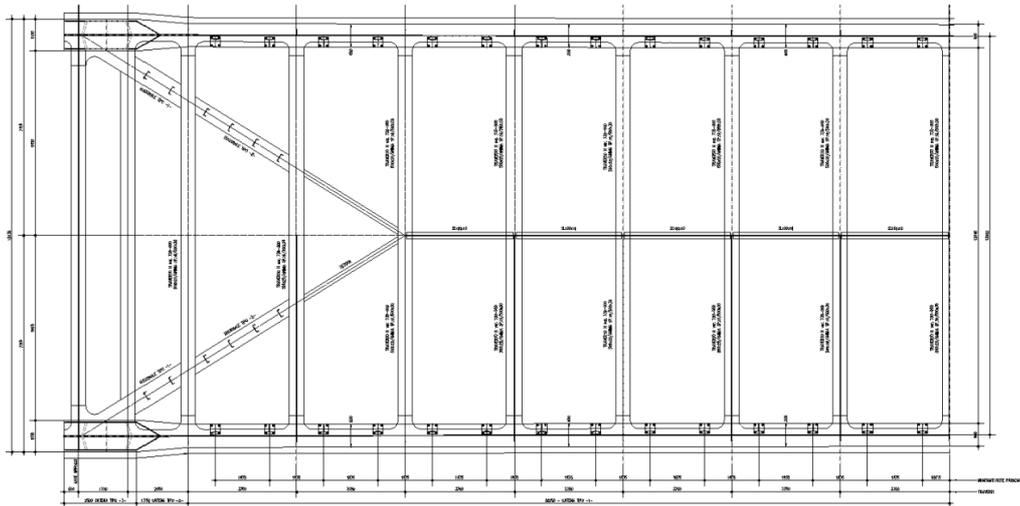


Figura 1-5 Particolare della testata dell'impalcato

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 9 di 65
---	---------------------------------	--	------------	-------------------

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni sulle strutture - Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Azioni sulle strutture - Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Progettazione delle strutture in acciaio - Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione delle strutture in acciaio - Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Progettazione delle strutture in acciaio - Fatica
- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Progettazione delle strutture in acciaio - Ponti di acciaio
- UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per i ponti
- UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Progettazione geotecnica - Regole generali
- UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2009 Parte 2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

Società di Progetto
Brebemi SpA



3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di curabilità, in accordo con le specifiche dei materiali da utilizzarsi per l'opera in oggetto contenute nello specifico documento "Prescrizioni materiali e note generali".

3.1 Calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

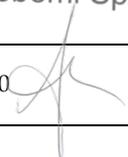
Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzi

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) _{min}](2)	Classe di resistenza adottata [C(fck/Rck) _{min}]	Copriferro adottato
Magrone di riempimento o livellamento	X0	C12/15	C12/15	-
Pali di fondazione gettati in opera	XC2	C25/30	C25/30	70
Strutture di Fondazione	XC2	C25/30	C28/35	40
Strutture di Elevazione	XC4	C32/40	C32/40	40
	XF1			
Soletta d'impalcato, cordoli e baggioli	XC4	C28/35	C32/40	45 Società di Progetto Brebemi SpA
	XD3			
	XF4			
Lastre tralicciate	XF4	C28/35	C28/35	40

APPROVATO SDP



Classi di cls e copriferri.

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45
resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	N/mm ²	25,00	28,00	32,00	35,00
resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	15,87	18,13	19,83
resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	1,94	2,12	2,25
tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	2,90	3,18	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	16,80	19,20	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ_c	N/mm ²	11,25	12,60	14,40	15,75
modulo elastico medio istantaneo	Em	N/mm ²	31476	32308	33346	34077

Grandezze meccaniche relative al cls.

3.2 Acciaio

3.2.1 Carpenteria metallica – Classe S355

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto:

Elementi saldati S355J2+N, S355K2+N (ex Fe 510 D, ex Fe 510 DD)

Elementi non saldati S355JO (ex Fe 510 C)

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tensione di snervamento caratteristica (t<40mm)	$f_{yk} =$	355	N/mm ²
<u>Tensione di snervamento di progetto (t<40mm)</u>	$f_{vd} =$	338	N/mm ²
Tensione di snervamento caratteristica (t>40mm)	$f_{yk} =$	335	N/mm ²
<u>Tensione di snervamento di progetto (t>40mm)</u>	$f_{vd} =$	319	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s =$	210000	N/mm ²

Coefficients di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità	
Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1.10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1.25$

Coefficients di sicurezza per l'acciaio da carpenteria.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 12 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

3.2.2 Armature per c.a. – Acciaio B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a.:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Coefficiente parziale per verifiche sezionali	$\gamma_M = 1.15$
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} = 391$ N/mm ²
Tensione limite in esercizio	$\sigma_s = 360$ N/mm ²

3.2.3 Pioli

Si utilizzano per le connessioni a taglio tra la struttura metallica ed il cls i seguenti:

Pioli (Secondo UNI EN ISO 13918):	Pioli tipo "NELSON"
	Acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450)
	$F_y > 350$ MPa
	$F_u > 450$ MPa
	Allungamento > 15%
	Strizione > 50%

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dei pioli usate per le verifiche sono le seguenti:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 350$ N/mm ²
Coefficiente parziale per verifiche sezionali	$\gamma_M = 1.25$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 Carichi permanenti (g_1 e g_2)

Il peso proprio degli elementi strutturali (acciaio e calcestruzzo) si utilizzando i seguenti pesi specifici:

$$\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Struttura metallica: 1 x (13 x 3.5)	45.5 kN/m
Peso soletta: 1 x (12.5x0.3x25)	91.5 kN/m
Cordoli: 2 x (1.85 x 0.2x25)	18.5 kN/m

Totale strutturali	155.5 kN/m
Pavimentazione: 1 x (8.5 x 3.0)	25.50 kN/m
Barriere di sicurezza: 2 x (1.0)	2.00 kN/m
Parapetto marciapiede: 2 x (1.0)	2.00 kN/m

Totale permanenti portati	29.50 kN/m

4.2 Ritiro (ϵ_1)

Per la realizzazione della soletta si è previsto un sistema ad elementi prefabbricati in conglomerato cementizio armato da porre in opera appoggiandoli al reticolo di travi metalliche e solidarizzandoli in seguito tra loro ed alla struttura metallica tramite getti di completamento. Le lastre verranno messe in opera dopo un tempo di maturazione di almeno 2 mesi durante i quali si saranno sviluppate quasi completamente le deformazioni dovute al ritiro, dunque nel calcolo della struttura si è ritenuto di poter trascurare gli effetti dovuti al ritiro della soletta.

4.3 Variazioni termiche (ϵ_2)

Per strutture in acciaio esposte si considera una variazione termica uniforme sugli elementi strutturali di +/-25°C che verrà presa in considerazione nel modello agli elementi finiti.

Società di Progetto
Brebemi SpA



L'impalcato è vincolato in modo isostatico dunque, per effetto di ΔT , non si manifestano sollecitazioni che debbano essere tenuti in conto nel dimensionamento delle sottostrutture. Le variazioni termiche sono state invece considerate nel dimensionamento dei giunti.

4.4 Cedimenti differenziali degli appoggi (ϵ_3)

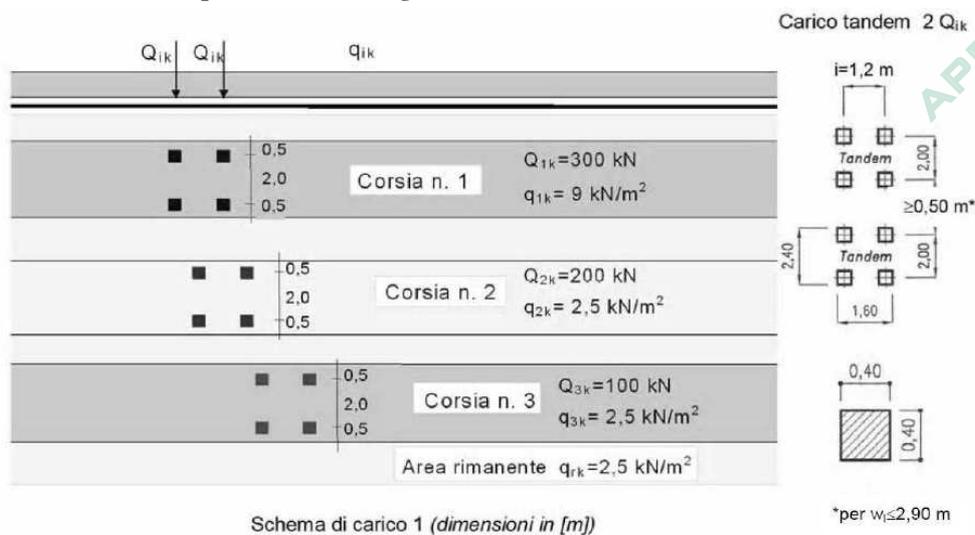
La struttura è isostatica e quindi non sono significativi cedimenti differenziali degli appoggi.

4.5 Carichi accidentali (q_1)

Relativamente ai carichi mobili si rimanda a quanto prescritto dal Testo unico NTC 2008 al punto 5.1.3.3. Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti schemi di carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero. I carichi previsti vengono disposti nelle posizioni più sfavorevoli per il calcolo delle massime sollecitazioni sui diversi elementi strutturali.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.



Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche dell'impalcato e i parametri assunti per il calcolo dei carichi accidentali:

	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 15 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

Luce di calcolo	60.00 m
Larghezza carreggiata	8.5 m
Numero di corsie convenzionali	2
Larghezza corsie convenzionali	3.00 m

4.6 Azione longitudinale di frenamento (q_3)

Secondo quanto prescritto dal NTC 2008 al punto 5.1.3.5, la forza di frenatura si assume agente nella direzione dell'asse della carreggiata ed al livello della superficie finita. L'intensità di tali forze è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 e per i ponti di categoria 1° è uguale a:

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \cdot (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L < 900 \text{ kN}$$

Si ottiene:

$$q_3 = 0.6 \cdot 600 + 0.10 \cdot 9.00 \cdot 3.00 \cdot 60 = 522 \text{ kN}$$

4.7 Azione centrifuga (q_4)

L'azione non è significativa in quanto il ponte è rettilineo.

4.8 Azione del vento (q_5)

Il testo unico NTC 2008 fornisce indicazioni per il calcolo della velocità di riferimento e della velocità media del vento. L'azione statica equivalente del vento è ricavabile, secondo quanto indicato dallo stesso documento, in funzione della velocità calcolata.

Considerando che l'opera sia collocata in una zona di Classe di rugosità D e data l'ubicazione geografica, si deve fare riferimento alla categoria di esposizione II.

Il valore di riferimento v_b della velocità del vento si assume pari a:

$$v_b = v_{b,0} = 25.00 \text{ m/s} \quad (a_s \leq a_0)$$

La pressione del vento da considerare è ricavabile come:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.40 \cdot 2.63 \cdot 1.20 \cdot 1.00 = 1.263 \text{ kN/m}^2$$

dove:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 0.19^2 \cdot 1.00 \cdot \ln\left(\frac{15.2}{0.05}\right) \cdot \left[7 + 1.00 \cdot \ln\left(\frac{15.2}{0.05}\right)\right] = 2.63$$

$$c_p = 1.20$$

$$c_d = 1.00$$

$$c_t = 1.00$$

Società di Progetto
Brebemi SpA



APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 17 di 65
---	---------------------------------	---	------------	--------------------

5 SOFTWARE DI CALCOLO

5.1 Straus7

Il codice di calcolo utilizzato è Straus7, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dalle analisi statiche dell'opera. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

5.2 Ponti EC4

Le verifiche sezionali dell'impalcato sono state eseguite utilizzando il programma Ponti EC4, software per il calcolo di sezioni miste acciaio-calcestruzzo per impalcati da ponte, sviluppato da Alhambra s.r.l. Il programma consente di eseguire tutte le verifiche connesse alla progettazione di una trave in sezione composta acciaio-calcestruzzo con riferimento alle metodologie indicate dagli Eurocodici.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



6 CRITERI DI PROGETTAZIONE

6.1 Modello di calcolo

Sono stati realizzati due modelli di calcolo agli elementi finiti, uno spaziale e l'altro monofilare.

6.1.1 Modello Spaziale

Il modello agli elementi finiti è composto dai seguenti elementi:

- | | | | |
|----|----|---------------------------|--|
| 1. | 2 | archi | modellati con elementi tipo beam |
| 2. | 28 | pendini | modellati con elementi tipo beam |
| 3. | 2 | catene | modellate con elementi tipo beam |
| 4. | 15 | traversi | modellati con elementi tipo |
| | | beam | |
| 5. | 2 | travi esterne | modellate con elementi tipo beam |
| 6. | 2 | traversi superiori | modellati con elementi tipo beam |
| 7. | 1 | soletta | modellati con elementi tipo shell |

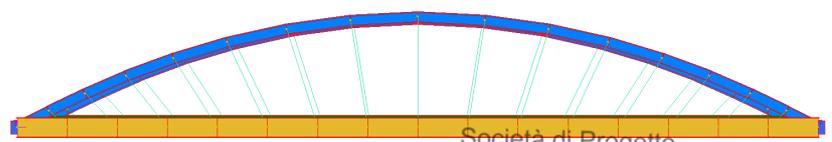
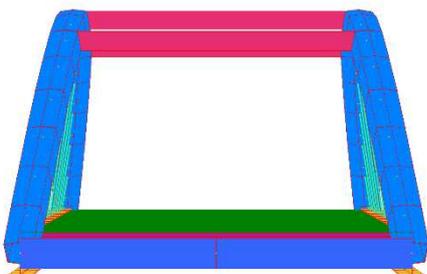
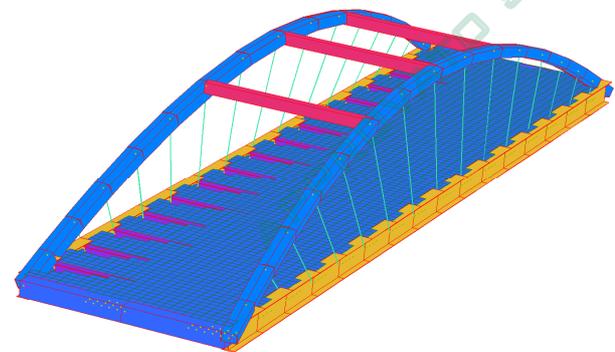
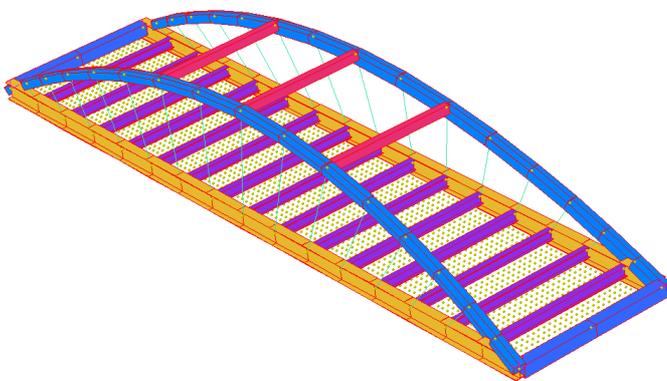


Figura 6-1 Modello FEM Spaziale

Società di Progetto
Brebemi SpA

Attraverso il modello è stato possibile rappresentare con accuratezza il comportamento locale dell'impalcato e la reale ripartizione dei carichi sui traversi non apprezzabile dal semplice modello unifilare.

A tale scopo sono state definite le corsie di traffico disposte in modo da massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti sui traversi. E' stato inoltre possibile studiare il comportamento di instabilità fuori dal piano della struttura ad arco.

6.1.2 Modello Monofilare Arco

Il modello agli elementi finiti è composto dai seguenti elementi:

- | | |
|---|--|
| <ol style="list-style-type: none"> 1. 1 arco 2. 14 pendini 3. 1 catene | <p>modellati con elementi tipo beam</p> <p>modellati con elementi tipo beam</p> <p>modellate con elementi tipo beam</p> |
|---|--|

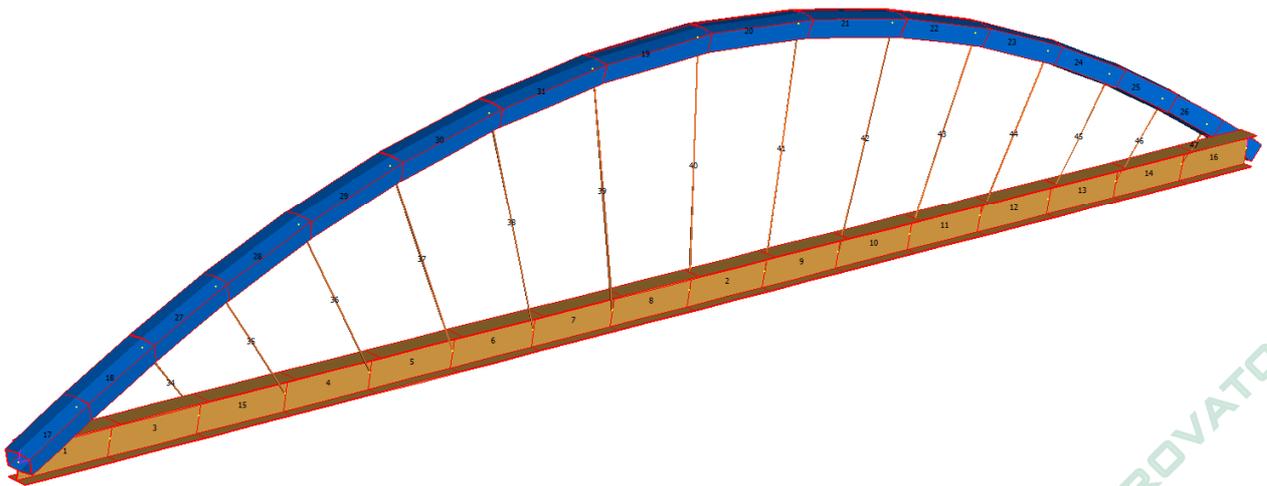


Figura 6-2 Modello FEM Monofilare

Attraverso il modello sono state ricavate le sollecitazioni sugli elementi strutturali in esame. I carichi mobili da traffico sono stati applicati alla struttura considerando la ripartizione trasversale dei carichi secondo la teoria di Courbon-Albenga.

6.1.3 Modello Monofilare Traversi

E' stata studiata una singola trave trasversale composta acciaio-calcestruzzo e sono state determinate le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti (suddivisi in pesi strutturali e permanenti portati), nonché le altre azioni prescritte dalla normativa vigente (ritiro del conglomerato, variazioni termica uniforme, vento, ecc.).

	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 20 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

Per valutare gli effetti dei carichi variabili da traffico, sono stati usati gli strumenti di studio delle azioni da traffico (linee d'influenza) presenti nel programma di calcolo.

Confrontando le sollecitazioni da traffico su un traverso tipico estratto dal modello tridimensionale e sullo stesso traverso analizzato singolarmente, si evince che l'effettiva ripartizione dei carichi dovuta al comportamento tridimensionale della struttura consente di considerare sul traverso singolo delle forze concentrate ridotte fino al 54% rispetto al caso in cui si considerino gli assi dei carichi da traffico totalmente gravanti su un unico traverso. Per quanto riguarda il modello di carico 2 implementato per la fatica, si ha che la sollecitazione nel modello 3D è ridotta del 50% rispetto al caso in cui si considerino gli assi interamente gravanti su un traverso singolo. Il confronto dei risultati (in particolare delle sollecitazioni sulle piattabande per tutte le condizioni di carico e fasi costruttive), ha mostrato una sostanziale affidabilità dei due modelli, a garanzia della correttezza dell'analisi svolta.

Ai fini delle verifiche si è deciso di estrarre le sollecitazioni dal modello monofilare del traverso nel quale si è considerato, a favore di sicurezza, il 70% dei carichi concentrati da traffico ed il 60% dei carichi concentrati del modello di fatica 2.

Nel seguito della relazione, si farà riferimento alle sollecitazioni ottenute dal modello monofilare.

6.2 Ripartizione trasversale

La ripartizione trasversale dei carichi accidentali è stata operata secondo la teoria di Courbon-Albenga. Per una posizione eccentrica dei carichi si avrà una rotazione rigida della sezione trasversale dell'impalcato che comporterà un aumento delle sollecitazioni nella trave longitudinale posta dalla parte dell'eccentricità stessa (trave di riva). Il carico sulla trave i -esima dovuto ad una colonna di carico posta ad eccentricità e dal centro dell'impalcato, sarà valutato secondo la seguente relazione.

$$P_i = P \cdot \frac{1}{n} + \frac{e \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n d_i^2}$$

P_i = Porzione di carico accidentale sulla trave considerata

n = numero di travi

e = eccentricità del carico rispetto a centro dell'impalcato

d_i = distanza della trave i -esima dal centro dell'impalcato

Per valutare tali effetti si operano considerazioni d'equilibrio sulla sezione trasversale, per la quale è stata riportata nella seguente figura la posizione delle colonne di carico agenti

Società di Progetto
Brebemi SpA



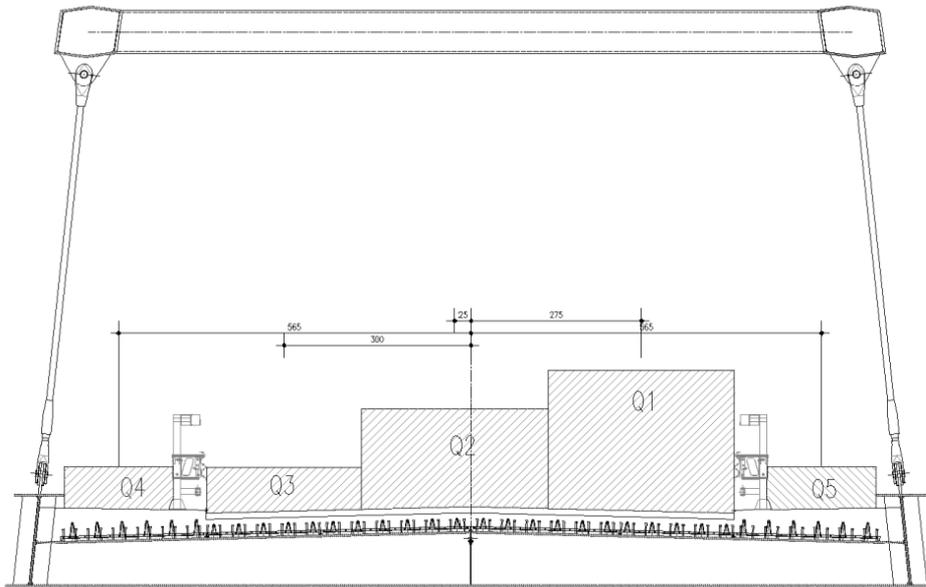


Figura 6-3 Colonne di carico

Indicato con $\rho_i = \frac{1}{n} + \frac{e \cdot d_i}{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2 + d_{42}^2}$ il coefficiente di ripartizione trasversale per la trave di riva si ha:

	e	ρ_i
Q1	2.75	0.71
Q2	-0.25	0.48
Q3	-3.00	0.27
Q4	5.65	0.93
Q5	-5.65	0.07

APPROVATO SDP

6.3 Tipi di analisi e fattorizzazione dei carichi

I criteri adottati per l'analisi dell'impalcato, sono schematizzabili nella tabella che segue:

	Tipo di analisi	Fattorizzazione dei carichi
Verifiche di resistenza	Statica lineare	SLU / SLE da NTC 2008
Verifiche di stabilità	Analisi di Buckling	SLU da NTC 2008

6.3.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza, di fessurazione (quando previsto), e di deformabilità, vengono condotte nel capitolo 6 con le fattorizzazioni dei carichi previste dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi (SLU) e per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) mediante una analisi statica lineare tradizionale.

Lo scopo è quello di presentare le verifiche come prescritto dalla normativa.

6.3.2 Verifiche di stabilità (analisi di buckling)

Le verifiche di stabilità vengono condotte fattorizzando i carichi permanenti (strutturali e permanenti portati) ed i carichi accidentali (nelle tre diverse configurazioni ritenute più significative per l'impalcato in esame) ad 1.00 ed incrementandoli fino a raggiungere il valore del moltiplicatore dei carichi che porta al primo fenomeno di instabilizzazione, mediante un'analisi di buckling.

Tale analisi permette inoltre di confrontare il valore del moltiplicatore trovato con le limitazioni da normativa.

L'analisi lineare di buckling consente di calcolare il moltiplicatore dei carichi che determina perdita di equilibrio, e le corrispondenti configurazioni deformate, di una struttura sottoposta ad una determinata configurazione di carico.

	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 23 di 65
---	---------------------------------	---	------------	--------------------

L'analisi si basa sull'assunzione che esista un punto di biforcazione dove i diagrammi carico spostamento primario e secondario si intersecano e che, prima che questo punto sia raggiunto, le tensioni sugli elementi aumentino proporzionalmente con i carichi.

La soluzione dell'analisi lineare si ottiene dalla soluzione del problema agli autovalori seguente:

$$[K]\{x\} = \lambda[K_g]\{x\}$$

Dove:

[K]

è la matrice di rigidezza elastica

{x}

è il vettore dei modi instabili

λ

è il fattore di amplificazione dei carichi

[K_g]

è la matrice di rigidezza geometrica

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 24 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

7 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza vengono condotte assumendo per i carichi le fattorizzazioni previste dal NTC 2008 per gli Stati Limite Ultimi (SLU) e per gli Stati Limite di Esercizio (SLE). Le sollecitazioni si ricavano dalle analisi effettuate con il modello agli elementi finiti.

Si eseguono inoltre le verifiche per la soletta in calcestruzzo sia agli Stati Limite Ultimi (SLU) per quanto riguarda la resistenza, sia agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per quanto riguarda la fessurazione.

7.1 Arco, pendini, trave longitudinale

7.1.1 Classificazione delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$X_\theta = \vartheta_r / \vartheta_\psi - 1$$

essendo ϑ_r e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

- *Classe 1* quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$
- *Classe 2* quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,5$
- *Classe 3* quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- *Classe 4* quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

Società di Progetto
Brebemi SpA



Le seguenti Tab. 4.2.I, 4.2.II e 4.2.III forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

Tabella 4.2.I - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Parti interne compresse						
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

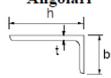
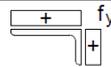
Tabella 4.2.II - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo		Sezioni saldate				
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione	Con estremità in trazione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

APPROVATO SDP



Tabella 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari																			
																			
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti																			
Classe	Sezione in compressione																		
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)																			
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$																		
Sezioni Tubolari																			
																			
Classe	Sezione inflessa e/o compressa																		
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$																		
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$																		
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)																		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	<table border="1"> <tr> <td style="text-align: center;">f_{yk}</td> <td style="text-align: center;">235</td> <td style="text-align: center;">275</td> <td style="text-align: center;">355</td> <td style="text-align: center;">420</td> <td style="text-align: center;">460</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">ϵ</td> <td style="text-align: center;">1,00</td> <td style="text-align: center;">0,92</td> <td style="text-align: center;">0,81</td> <td style="text-align: center;">0,75</td> <td style="text-align: center;">0,71</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">ϵ^2</td> <td style="text-align: center;">1,00</td> <td style="text-align: center;">0,85</td> <td style="text-align: center;">0,66</td> <td style="text-align: center;">0,56</td> <td style="text-align: center;">0,51</td> </tr> </table>	f_{yk}	235	275	355	420	460	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51
	f_{yk}	235	275	355	420	460													
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71													
ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51														

Per le sezioni ricadenti in classe 4, si fa riferimento al capitolo "C4.2.4.1.3.4.2 Stabilità dei pannelli soggetti a compressione" della circolare dell'NTC2008, determinando l'area della sezione efficace in base al stato tensionale agente.

Tabella C4.2.VIII Larghezza efficace di pannelli compressi con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi

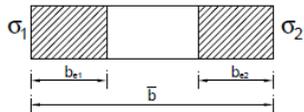
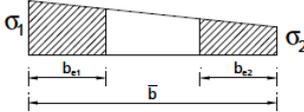
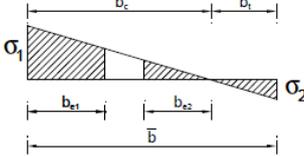
Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello			
	$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$					
	$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$					
	$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1-\psi}$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$					
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
fattore k_σ	4,00	$8,2/(1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

Tabella C4.2.IX Larghezza efficace di pannelli compressi con un solo bordo longitudinale irrigidito

Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{\text{eff}} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{\text{eff}} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
fattore k_σ	0,43	$0,578 / (0,34 + \psi)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{\text{eff}} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{\text{eff}} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	$1 \geq \psi \geq -3$				
fattore k_σ	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$				

7.1.2 Resistenza delle membrature

Per la verifica delle sezioni, la resistenza delle sezioni dipende dalla classificazione delle sezioni. Per tutti i tipi di sezione è ammessa la verifica in campo elastico. Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \quad (4.2.5)$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

Società di Progetto
Brebemi SpA

	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 28 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

7.1.3 Stabilità delle membrature

Per la verifica delle sezioni dell'arco soggette a compressione N_{Ed} e a momenti flettenti $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ agenti nei due piani principali d'inerzia si verifica che risulti soddisfatta la seguente disuguaglianza :

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

Dove:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right]$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

dalla tabella 4.2.VI dell'NTC 2008, si è ricavato il valore di α in funzione del tipo di acciaio e di sezione.

7.2 Traversi

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state svolte in accordo con le NTC-08 cap 4.2, 4.3 e relative istruzioni nonché con quanto contenuto nei seguenti eurocodici:

EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2.

Nell'ambito dei vari stati limite considerati si effettuano, a livello sezionale, le seguenti verifiche:

- Verifiche di resistenza flessionale SLU della trave composta
 - Verifica Plastica(quando applicabile)
 - Verifica tensionale (quando non applicabile la verifica plastica)
- Verifica di resistenza al taglio SLU
 - Verifica Plastica
 - Shear Buckling
 - Controllo intenzione Taglio-Flessione
- Verifiche di controllo tensionale SLE
- Verifica delle connessioni trave-soletta (piolature) SLU e SLE
- Stabilità dei pannelli d'anima in esercizio (web breathing)
- Verifiche di fatica

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 29 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4" per tutte le sezioni significative del ponte. Nel seguito vengono esposte in dettaglio i criteri di verifica adottati.

7.2.1 S.L.U. - Resistenza delle sezioni

Le verifiche di resistenza delle sezioni allo S.L.U. viene effettuata attraverso i seguenti passaggi:

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sotto componenti

- Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione N/M_{rd} ed $N/M_{f,rd}$ (quest'ultimo è il dominio della sezione privata dell'anima)

- Classificazione effettiva della sezione

Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame

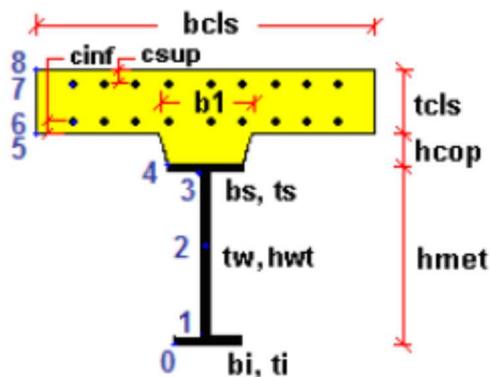
- Verifica a plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico η_1 ; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

- Verifica elastica a pressoflessione (sezioni cl. 3-4)

valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico η_1 , effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3 e 4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'asse neutro.

Le tensioni vengono valutate in corrispondenza delle 8 fibre indicate nello schema seguente.



Società di Progetto
Brebemi SpA

	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 30 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata fessurata (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media. Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

- Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico, ed il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio.

- Verifica a taglio - sezioni suscettibili di "shear buckling"

per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione α_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributo resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$, secondo la procedura indicata nell' EN1993-1-5.

- Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 e 2, per le quali l'interazione N-M-V si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad una anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3 e 4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico η_1 in luogo di quello plastico $\bar{\eta}_1$, indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione). Inoltre in EN 1993-1-5 7.1 (2) è indicato che la verifica deve essere effettuata a distanza maggiore di $h_w/2$ dalla sezione di appoggio.

Come già evidenziato relativamente al calcolo del contributo resistente a taglio delle flange, le resistenze plastiche della sezione completa e della sezione privata dell'anima sono rilevate direttamente dai rispettivi domini di interazione, per cui:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd} \quad (\text{sezione intera})$$

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd} \quad (\text{sezione costituita dalle sole flange})$$

Si rileva che la disequaglianza associata alla formula di interazione presentata poco sopra, evidenzia implicitamente che la formula non è applicabile (non vi è interazione) qualora il momento di progetto sia minore di quello sopportabile dalle sole flange.

Per sezioni in classe 3 e 4, il momento di progetto M_{Ed} viene valutato sulla base degli stress cumulati nella fibra più sollecitata ($M_{Ed,eq} = \max | W_{xi} * \Sigma \sigma_{\xi,i} |$).

	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 31 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

7.2.2 S.L.E. - Limitazione delle tensioni

La verifica viene condotta puntualmente, sulla sezione omogenizzata, con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E. rara.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{y,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{m,ser})^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

$\gamma_{m,ser} = 1.0$ è il coefficiente da applicare al materiale in condizioni di esercizio secondo le EN 1993-2 e EN 1994-2.

I punti di verifica in cui sono valutate le tensioni sono sempre gli stessi della figura precedente.

7.2.2.1 S.L.E. - Web breathing

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli pannelli e sotto pannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-08, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli. Tale metodo consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente e rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello. Si applica pertanto la relazione (cfr.1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma}\sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \cdot \tau_{xy,Ed,ser}}{k_{\tau}\sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

In cui:

σ_E è la tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

k_{σ}, k_{τ} sono i coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e dello stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 32 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

7.2.3 S.L.U. e S.L.E. - Verifica connessioni trave soletta

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza. I dettagli adottati per la connessione trave-soletta sono conformi alle NTC-08 paragrafo 4.3.4.1.2 e C.4.3.4 delle relative istruzioni.

Il ciclo di verifica delle piolature comprende i seguenti passi:

- Verifica tensionale elastica SLU e SLE

La verifica tensionale elastica viene condotta mediante la deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio sul singolo piolo secondo la condizione di carico analizzata (SLU o SLE). Lo scorrimento unitario è calcolato come segue:

$$v_{ED} = \frac{V \cdot S}{J}$$

In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche non fessurate.

Quindi si fa il confronto con la portanza del piolo valutata come:

$$P_{RD}^1 = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v}$$

$$P_{RD}^2 = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{per } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$$P_{RD} = \min(P_{RD}^1, P_{RD}^2)$$

La verifica sarà quindi condotta come segue:

$$v_{ED} \leq n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.U. (combinazione fondamentale)}$$

$$v_{ED} \leq K_s \cdot n \cdot P_{RD} \quad \text{S.L.E. (combinazione caratteristica)}$$

K_s è un coefficiente riduttivo per lo S.L.E. assunto pari a 0.6

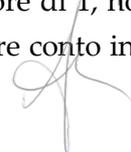
n è il numero di pioli per unità di lunghezza considerata

Tale approccio risulta ovviamente sempre valido per lo SLE mentre allo SLU solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse plastiche.

Per sezioni di classe 1 e 2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico (η_1) risulti maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ($v = VS/J$), ed è quindi necessario tenere conto in maniera

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



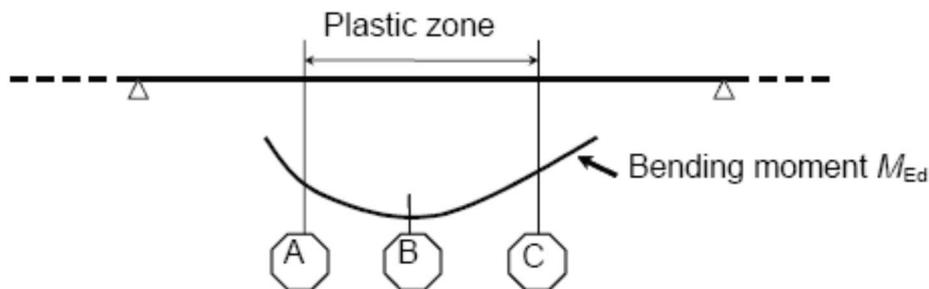

non lineare della relazione tra azione tagliante scorrimento mediante l'approccio non lineare indicato al punto seguente.

- Verifica plastica S.L.U. (obbligatorio per sezioni con $\eta_1 > 1$)

Se è presente una zona plasticizzata in campata non è sufficiente calcolare i pioli con il flusso elastico. In tale condizione si ha infatti che il legame fra il taglio per unità di lunghezza, le forze interne della soletta ed il momento flettente non è più lineare (EN 1994-2 cap. 6.6.2.2).

Il calcolo delle piolature sarà quindi effettuato secondo la procedura di seguito illustrata:

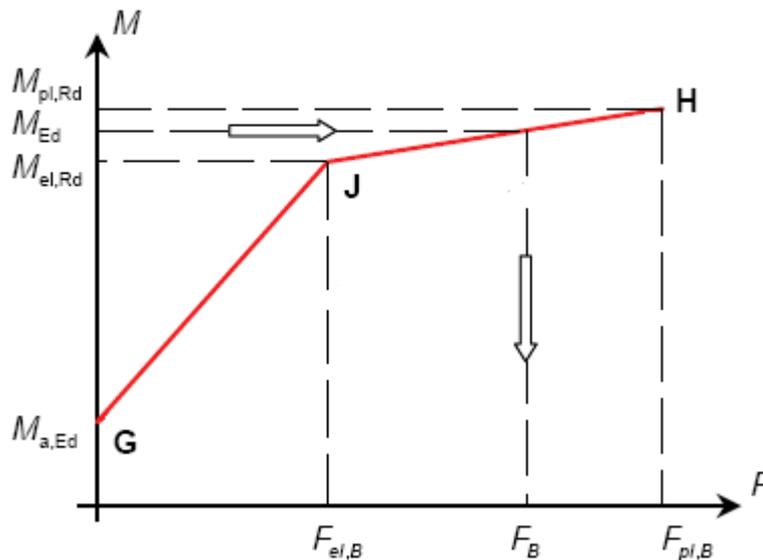
1) Si individua la zona plastica, schematicamente rappresentata nella figura seguente, in cui B è la sezione più sollecitata ed A è la prima sezione in cui la tensione nelle fibre tese e/o compresse è pari alla tensione di snervamento:



La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio dei conci di soletta compresi tra gli estremi ed il punto di minimo momento (conci di soletta compresi tra A e B e conci di soletta compresi tra B e C).

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo e valutata secondo i criteri contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4.(6).

2) Si schematizza il diagramma di interazione M-N nella sezione B con la bilatera G-J-H riportata nella figura seguente.



Si indica con:

- $M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$ momento flettente elastico
- M_{Ed} momento flettente di progetto
- $M_{pl,Rd}$ momento plastico della sezione
- $F_{el,B}$ azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico (N_B)

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

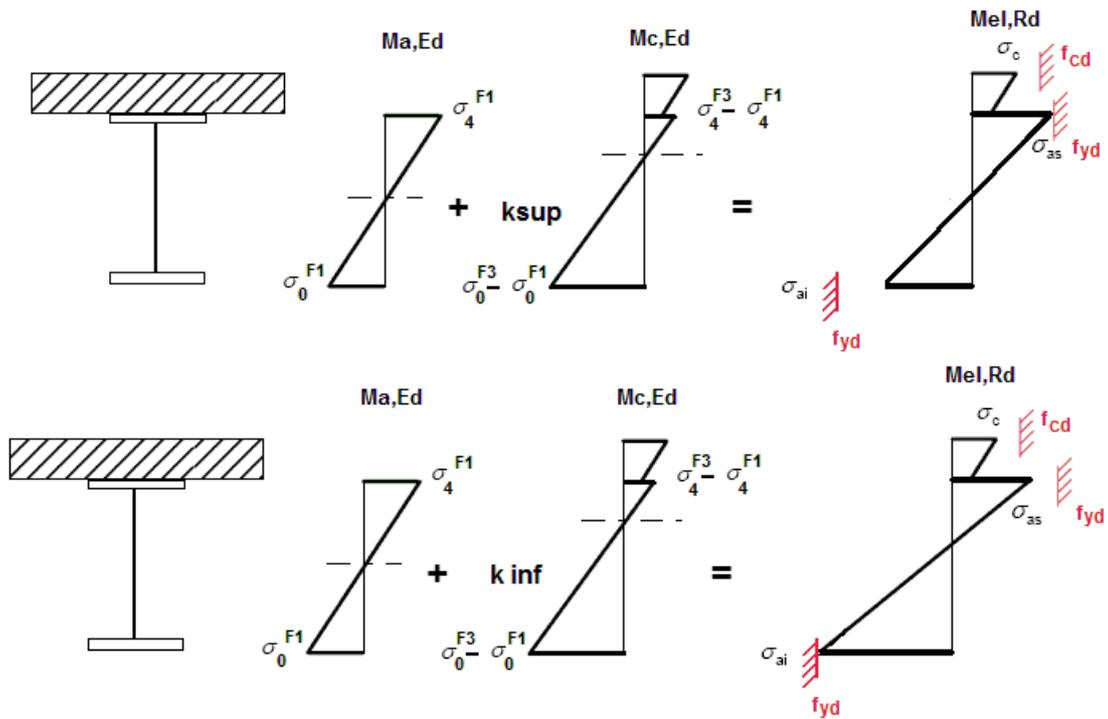
- G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1
- H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).
- J punto corrispondente allo snervamento del prima fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{el,Rd}$).

L'effettiva azione assiale F_B insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto M_{Ed} .

3) Per il calcolo di $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.

Società di Progetto
Brebemi SpA





Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico secondo la seguente procedura:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,ED}$$

$M_{c,Ed}$ momento flettente agente sulla sezione composta

$M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica

$M_{el,Rd}$ momento flettente elastico

$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

σ_{if1} = tensione alla fibra "i" della sezione in fase 1

$\Delta\sigma_i$ = variazione di tensione alla fibra "i" tra la fase 3 e la fase 1

dove i = 1 o 4 (lembo inferiore/superiore trave metallica)

Noto k è immediato valutare $M_{el,Ed}$ e la corrispondente azione assiale di soletta, tramite integrazione delle tensioni:

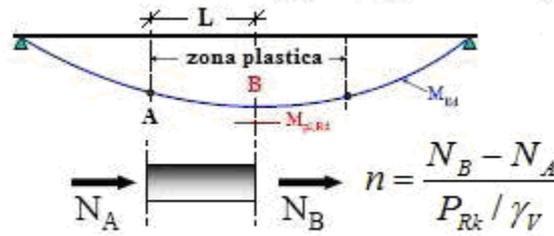
$$N_{el,Ed} = k * (\sigma_5 + \sigma_8) / 2 * A_{soletta}$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

Essendo σ_5 e σ_8 le tensioni normali nella soletta in fase 3, calcolate a partire da $M_{el,Ed}$.

Il numero di pioli necessario nella zona plastica è infine calcolabile, con riferimento allo schema ed alla formula seguente.



- Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro e della variazione termica nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro e variazione termica nelle zone di coda viene calcolato a partire dall'azione assiale indotta dalle relative deformazioni impresse nella soletta (ritiro e ΔT), assumendo una distribuzione costante del flusso per una lunghezza di trave assunta pari alla larghezza di soletta efficace (b_{eff}).

$$V_{L,ED,max} = \frac{V_{L,ED}}{b_{eff}}$$

$$n_{pioli} = \frac{V_{L,ED,max}}{P_{RD}}$$

n_{pioli} è il numero di pioli da inserire per una lunghezza b_{eff} a partire dalla testata della trave.

APPROVATO SDP



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 37 di 65
---	---------------------------------	---	------------	--------------------

7.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– **Combinazione fondamentale (SLU)**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– **Combinazione frequente (SLE)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– **Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Per il significato dei simboli si rimanda ai paragrafi citati in precedenza del D.M. 14/01/2008. I coefficienti parziali per i ponti assumono i seguenti valori:

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Per il calcolo agli Stati Limite Ultimi la normativa prevede sei gruppi di azioni:

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Per quanto riguarda i valori assunti dalle singole azioni si rimanda al capitolo dell'analisi dei carichi, tuttavia si evidenzia come, al fine di ottenere le massime sollecitazioni sui diversi elementi della struttura per effetto dei carichi variabili da traffico del gruppo di azioni 1, sono stati usati gli strumenti di studio delle azioni da traffico (linee d'influenza) presenti nel programma di calcolo Straus7.

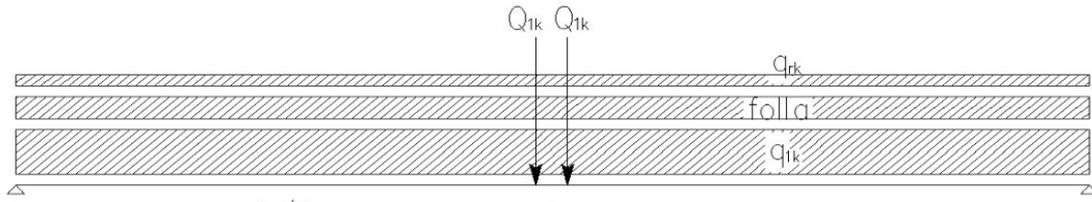


Figura 7-1 Gruppo di azioni 1

Per la definizione delle corsie convenzionali in senso trasversale e longitudinale si fa riferimento a quanto stabilito dalle NTC 2008, avvalendosi dei seguenti parametri:

Luce di calcolo L_c	60.00 m
Larghezza carreggiata	8.50 m
Numero di corsie convenzionali	2
Larghezza corsie convenzionali	3.00 m
Larghezza area rimanente	2.50 m
Larghezza marciapiede	1.70 m

Per quel che riguarda le combinazioni da utilizzare nelle verifiche agli S.L.E. le NTC 2008 forniscono valori dei coefficienti ψ specifici per i ponti.

Si riportano tali coefficienti nella tabella seguente:

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
<i>Vento q_s</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_s</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



8 SOLLECITAZIONI

8.1 Analisi lineare statica

Vengono di seguito riportati i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni allo stato limite ultimo derivanti dal modello di calcolo monofilare.

8.1.1 Arco

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-469.385	1230.61
	[Bm:38]	[Bm:32]

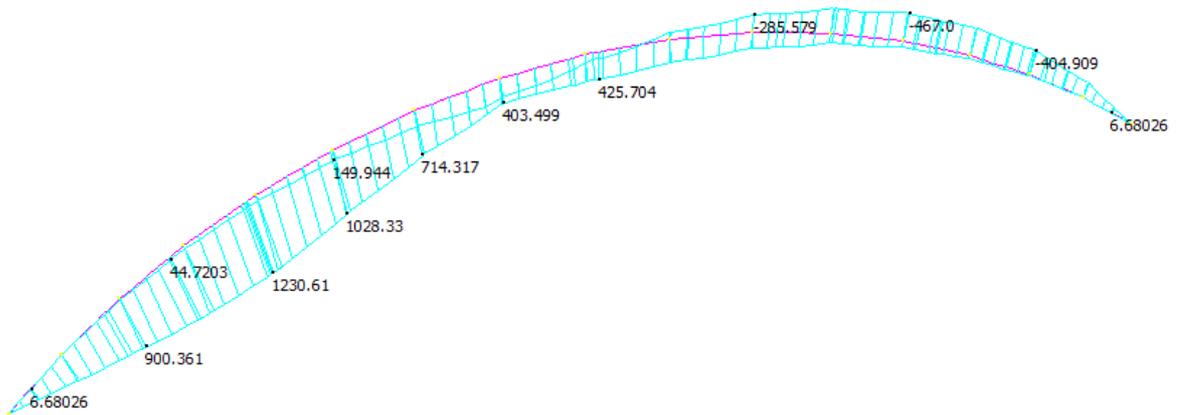


Figura 8-1 Involuppo momento

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-194.482	195.262
	[Bm:41]	[Bm:41]

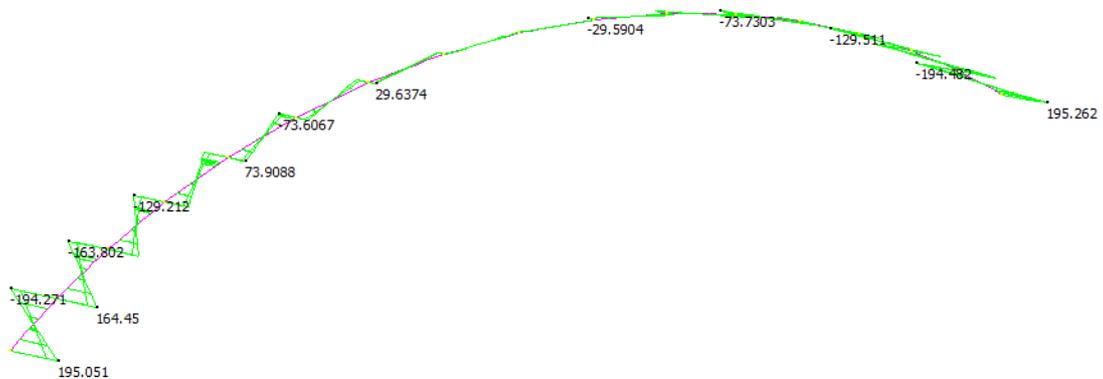


Figura 8-2 Involuppo momento flettente

Società di Progetto
Brebemi SpA



	MIN	MAX
AxForce(kN)	-9318.11	-7035.62
	[Bm:34]	[Bm:46]

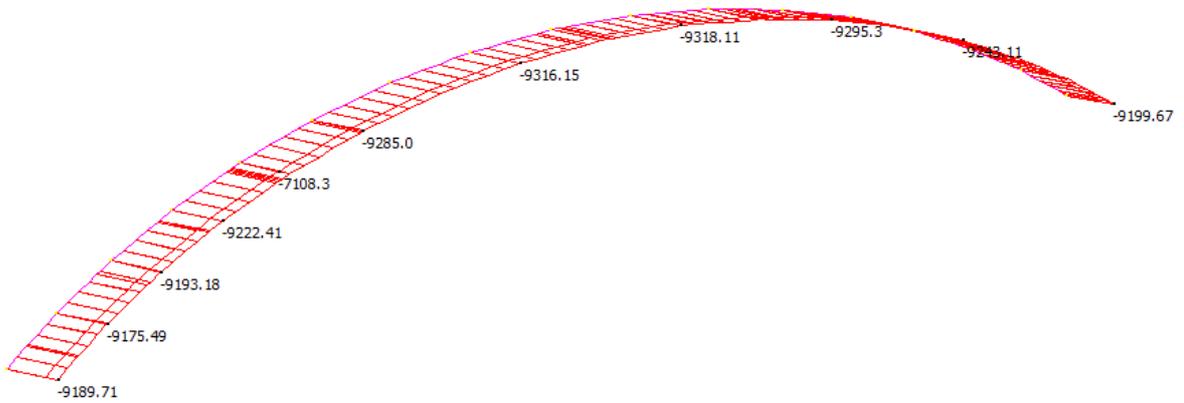
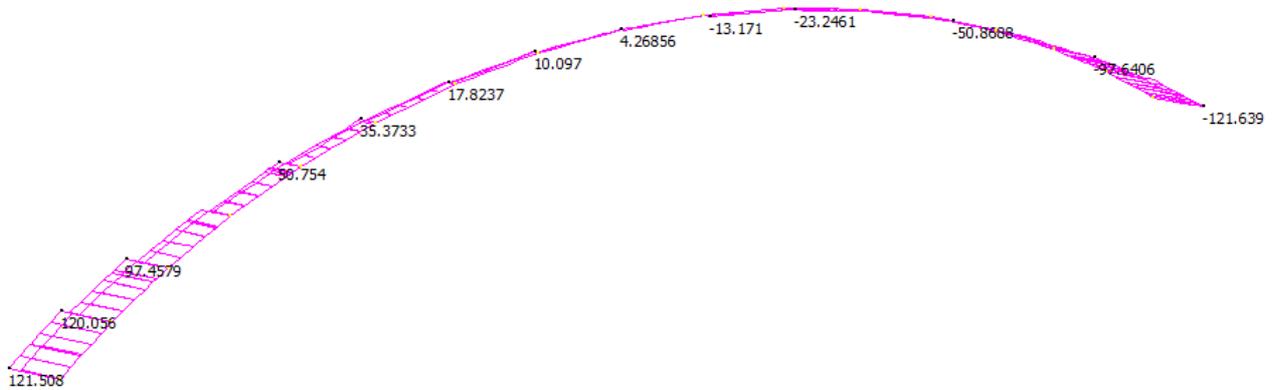


Figura 8-3 Sforzo Normale

	MIN	MAX
SF2(kN)	-121.639	121.508
	[Bm:41]	[Bm:47]



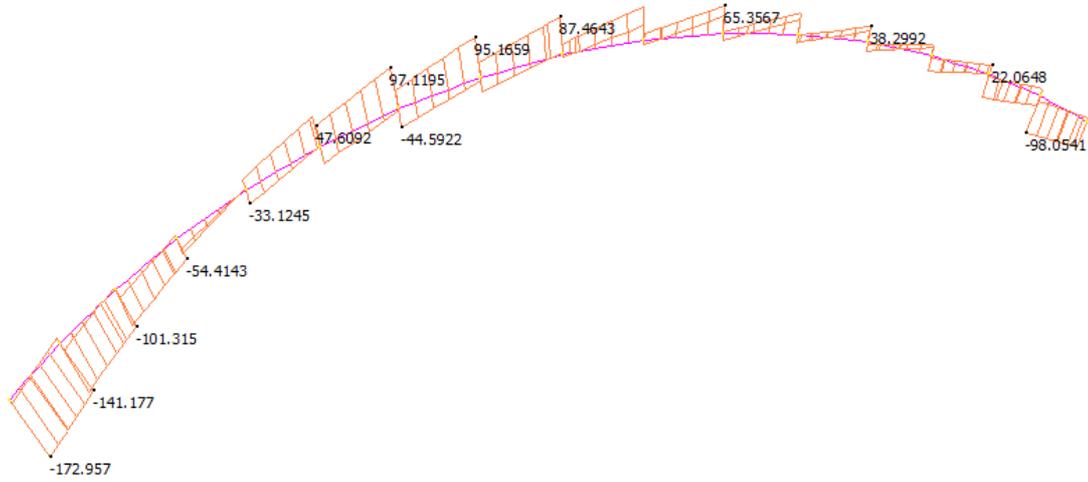
APPROVATO SDP

Figura 8-4 Taglio

Società di Progetto
Brebemi SpA

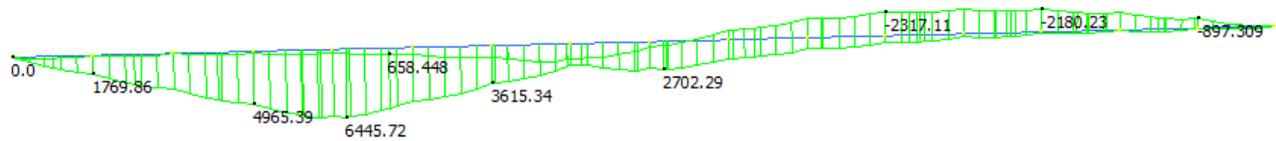


	MIN	MAX
SF1(kN)	-172.957	97.1195
	[Bm:47]	[Bm:44]



8.1.2 Catena

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2423.38	6445.72
	[Bm:14]	[Bm:6]



APPROVATO SDP

Figura 8-6 Involuppo Momento Flettente

Società di Progetto
Brebemi SpA



	MIN	MAX
SF2(kN)	-704.262	753.276
	[Bm:9]	[Bm:2]

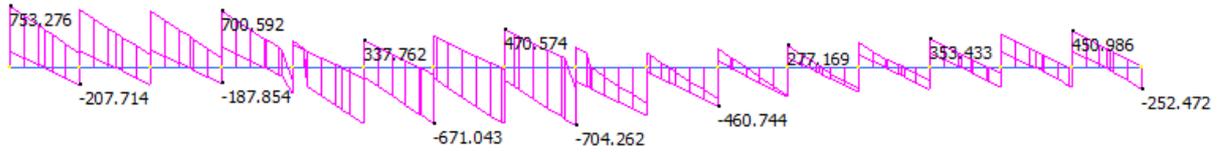


Figura 8-7 Taglio

	MIN	MAX
AxForce(kN)	5982.05	9309.98
	[Bm:2]	[Bm:9]



Figura 8-8 Sforzo normale

APPROVATO SDP

8.1.3 Pendini

Società di Progetto
Brebemi SpA



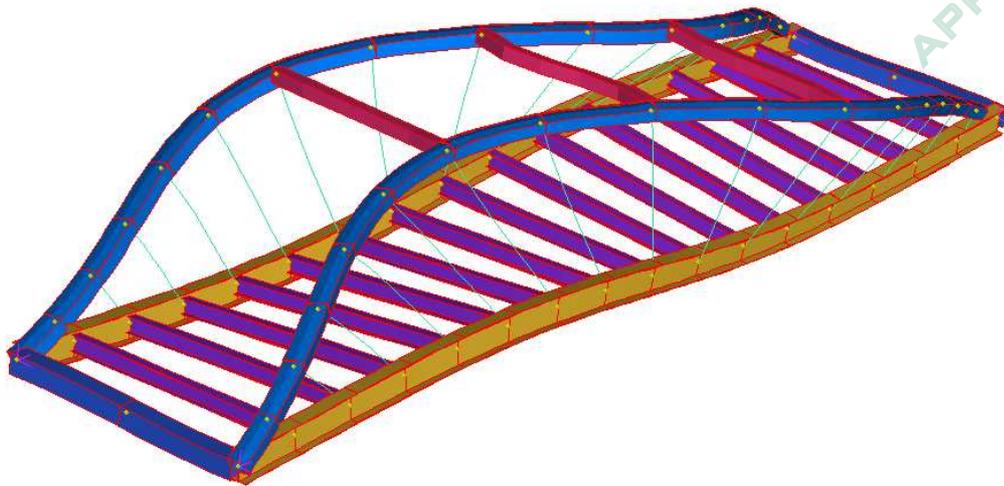
	MIN	MAX
AxForce(kN)	506.011	662.692
	[Bm:31]	[Bm:20]



Figura 8-9 Sforzo normale

8.2 Analisi di Buckling

Si è applicata una distribuzione di carico tale da avere sforzo normale di compressione unitario nell'arco, ottenendo così dall'analisi lo sforzo normale critico N_{cr} . La prima forma di instabilità è quella fuori dal piano, come mostrato nelle figura seguente, alla quale corrisponde un N_{cr} pari a 105414 kN.



9 VERIFICHE

Si riportano i dati salienti dell'analisi delle sezioni, per gli elementi di ciascun componente strutturale dell'opera. Si nota come le tensioni sollecitanti allo stato limite ultimo rimangano sempre al di sotto del valore della tensione di snervamento di progetto. Nelle tabelle seguenti riportiamo le sollecitazioni presenti nelle sezioni più sollecitate per ciascuno degli elementi strutturali.

I simboli indicano:

N: Sforzo assiale (kN);

M₁₋₁: Momento flettente nel piano verticale (kNm);

M₂₋₂: Momento flettente nel piano orizzontale (kNm)

	SLU		
	N	M 1-1	M 2-2
ARCO	-7414	1230.6	195
TAVE LONGITUDINAL E	9310	6445.7	-
PENDINI	662.7	-	-

Le massime sollecitazioni si hanno nelle sezioni riportate nella seguente figura:

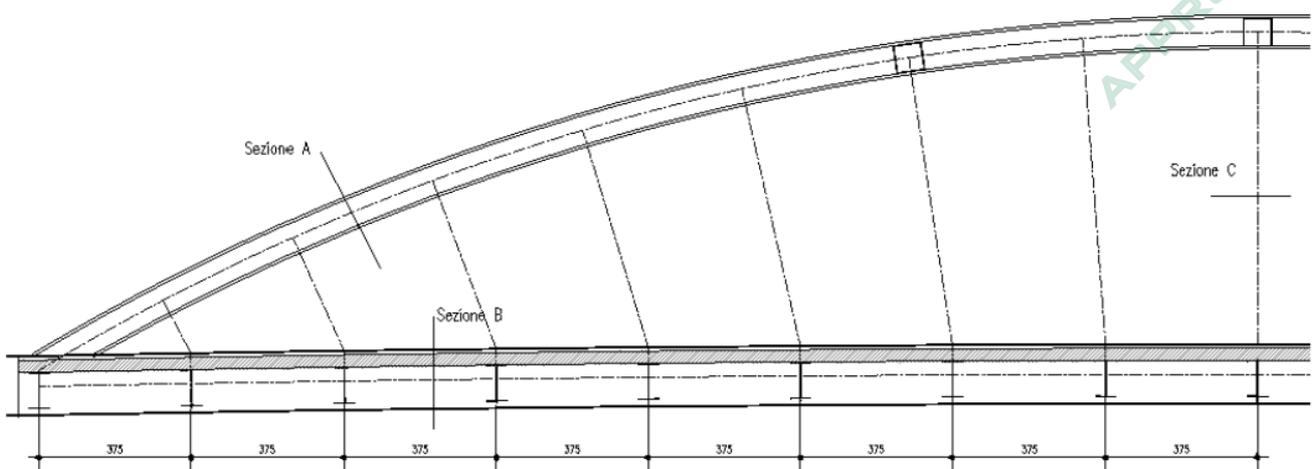


Figura 9-1 Sezioni di verifica

Società di Progetto
Brebemi SpA



9.1 Arco

Dati sezione:

$$A = 0.111584 \text{ m}^2$$

$$J_{11} = 0.0171809 \text{ m}^4$$

$$J_{22} = 0.00947 \text{ m}^4$$

$$F_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

9.1.1 Classificazione delle sezioni

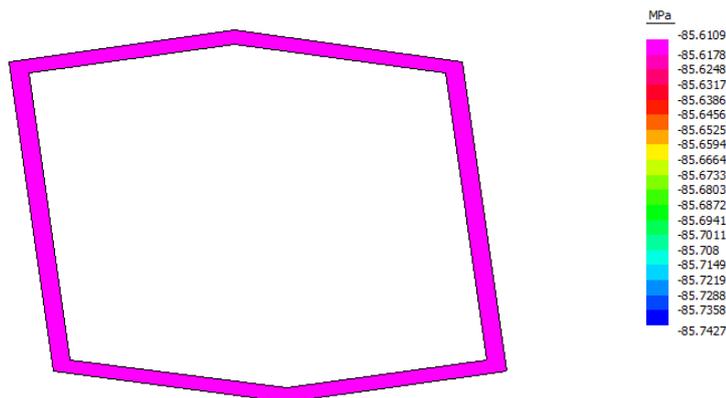
$$\varepsilon = 0.814$$

$$c/t = 30.6 < 42 \varepsilon$$

La sezione risulta in classe 3.

9.1.2 Stabilità delle membrature

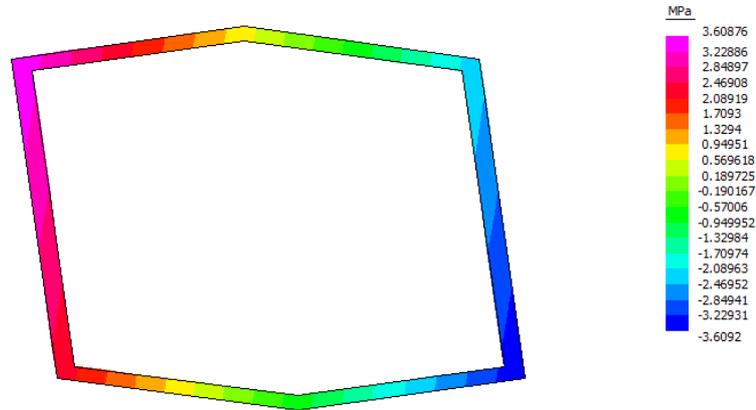
Vengono di seguito riportate le tensioni agenti nell'arco per i contributi di sforzo normale e momenti flettenti per la sezione più sollecitata.



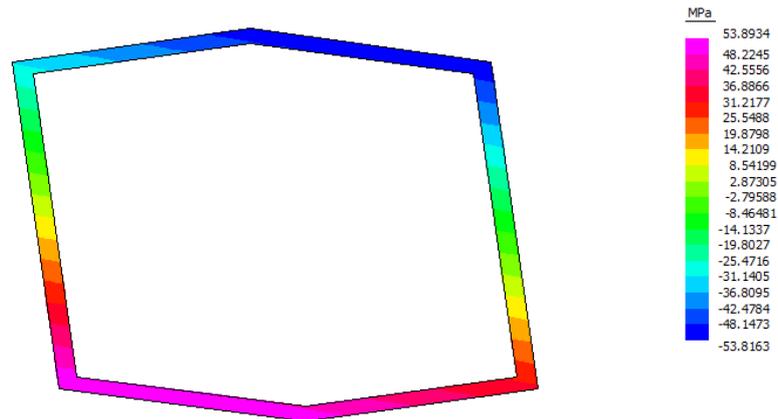
$$\sigma_N = 85.6 \text{ Mpa}$$

Società di Progetto
Brebemi SpA





$\sigma_{M,11} = 53.8 \text{ Mpa}$



$\sigma_{M,22} = 3.6 \text{ Mpa}$

Si ha:

$f_y = 355 \text{ Mpa}$

$\gamma_{M1} = 1.1$

$\bar{\lambda} = 0.613$

$\chi_{\min} = 0.78$

$(1 - N_{sd} / N_{cr}) = 1 - 9222/105414 = 0.913$

$\sigma_N = 85.6 \text{ Mpa}$

$\sigma_{M,11} = 53.8 \text{ Mpa}$

$\sigma_{M,22} = 3.6 \text{ Mpa}$

$85.6/0.78 + 53.8/0.913 + 3.6/0.913 = 172.6 \text{ MPa} < 322.7$

Verifica soddisfatta

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 49 di 65
---	---------------------------------	---	------------	--------------------

9.2 TRAVE LONGITUDINALE

Dati sezione:

$$A = 0.0768 \text{ m}^2$$

$$J_{11} = 0.030911 \text{ m}^4$$

$$J_{22} = 0.00256 \text{ m}^4$$

9.2.1 Classificazione delle sezioni

$$\varepsilon = 0.814$$

Piattabanda superiore compressa

$$c/t = 13.3 > 14 \varepsilon$$

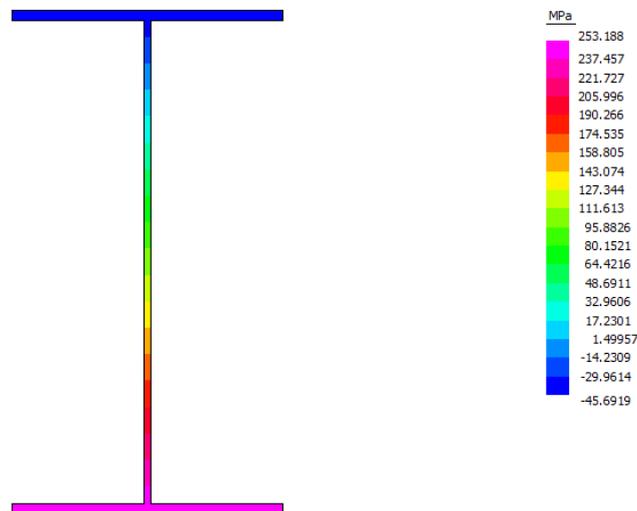
La sezione risulta in classe 4

Anima

$$c/t = 73 < 124 \varepsilon$$

La sezione risulta in classe 3

Le tensioni della sezione con il modulo elastico sono rappresentate nella seguente figura.



APPROVATO SDP

Viene valutata l'area della sezione efficace secondo il capitolo "C4.2.4.1.3.4.2 Stabilità dei pannelli soggetti a compressione" della circolare dell'NTC2008. Si valutano poi le tensioni nel profilo considerando il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio, calcolando eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità.

$$\psi = 1$$

$$K_{\sigma} = 0.43$$

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 50 di 65
---	---------------------------------	---	------------	--------------------

$$c = 380 \text{ mm}$$

$$t = 30 \text{ mm}$$

$$b = c$$

$$\lambda_p = 380 / (28.4 \times 30 \times 0.81 \times 0.43^{0.5}) = 0.84$$

$$\rho = 0.924$$

$$b_{eff} = 0.924 \times 380 = 351 \text{ mm}$$

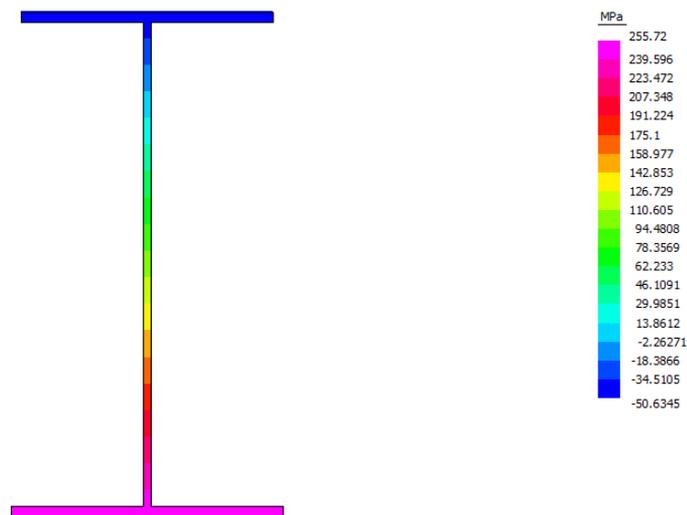
Le caratteristiche della sezione risultano:

$$A = 0.075 \text{ m}^2$$

$$J_{11} = 0.0299 \text{ m}^4$$

$$J_{22} = 0.0000229 \text{ m}^4$$

Le tensioni della sezione con il modulo resistente elastico minimo sono rappresentate nella seguente figura.



APPROVATO SDP

9.2.2 Resistenza delle membrature

Vengono di seguito riportate le tensioni agenti nella trave longitudinale per la sezione più sollecitata.

$$f_y = 355 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\sigma = 255.7 < 338 \text{ Mpa}$$

Verifica Soddisfatta

Società di Progetto
Brebemi SpA



9.3 Pendini

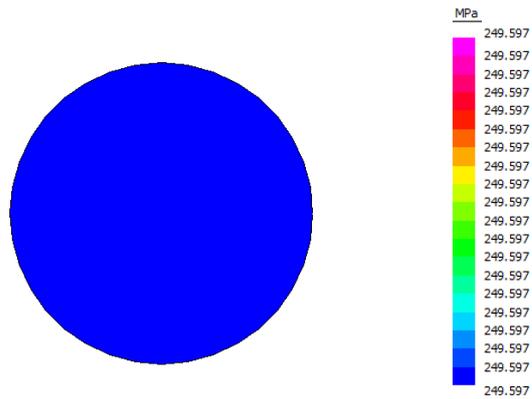
Dati sezione:

$$\phi = 60 \text{ mm}$$

$$A = 2827.4 \text{ mm}^2$$

9.3.1 Resistenza delle membrature

Viene di seguito riportata la tensione nel pendino più sollecitato



$$f_y = 355 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\sigma = 250 < 338 \text{ Mpa}$$

Verifica Soddisfatta

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



9.4 Traversi

Tutti i traversi vengono connessi alla soletta mediante piolatura. L'interasse dei traversi è di 3.75 m. I traversi sono costituiti da travi in parete piena colleganti le travi mediante saldatura, in questo modo non sussistono problemi di deformazione differenziale e quindi di congruenza tra traverso e soletta in quanto il giunto saldato non permette nessun tipo di movimento relativo tra le parti giuntate. Si riporta la tabella con la nomenclatura adottata e le caratteristiche geometriche corrispondenti:

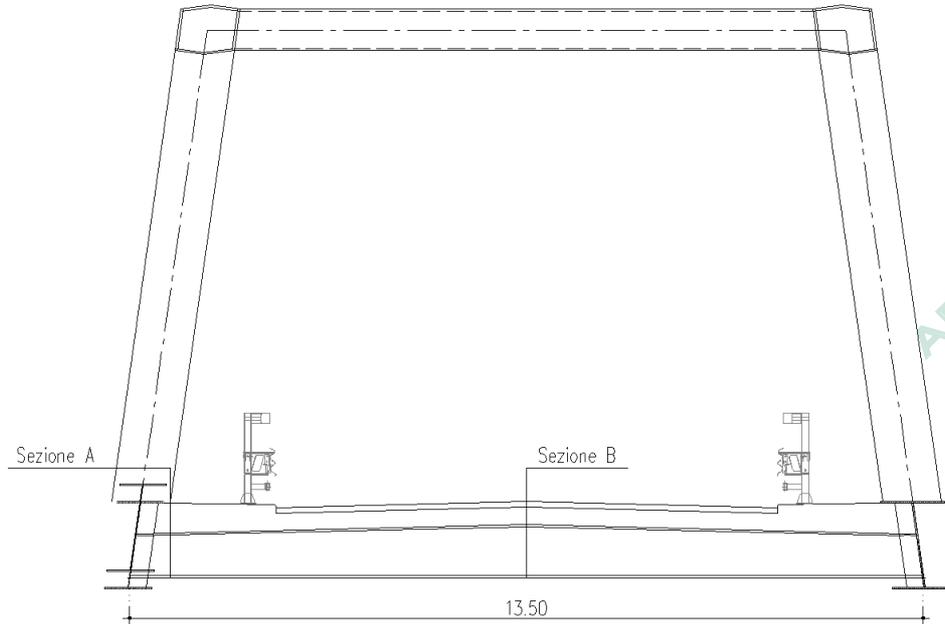
Traversi Tipici	Piattabanda sup. (mm)	Anima (mm)	Piattabanda inf. (mm)	Altezza ferro (mm)
Diaframmi a parete piena	500x20	16	500x30	800-850

Per determinare l'andamento delle sollecitazioni e degli sforzi sui traversi si fa riferimento ai risultati ottenuti dal modello monofilare del traverso precedentemente descritto..

Le condizioni di carico sul traverso sono state applicate con i criteri descritti al capitolo "Metodo di calcolo" del presente documento. Le verifiche sono state svolte sul traverso tipico più sollecitato.

Sono state prese in considerazione le seguenti sezioni di verifica:

- Sez A: (sezione a taglio massimo)
- Sez B: (sezione di mezzeria)



Le verifiche vengono condotte seguendo i criteri di verifica esposti al paragrafo 7 della presente relazione. Nelle tabelle viene esposto il riepilogo dei risultati ottenuti come output dal programma di verifica PontiEC4.

Società di Progetto
Brebemi SpA



9.4.1 Verifiche significative e tabelle delle sollecitazioni

Si riportano nelle seguenti tabelle, rispettivamente, le verifiche significative riportate per ogni sezione considerata e le sollecitazioni agenti. Si ricorda che per le fasi, le combinazioni e i segni delle sollecitazioni si tengono valide le assunzioni esposte al paragrafo 6.3.5.

Sezione di verifica	Verifiche Significative	
	Sez. A_x=0.00m	SLU-Fond
SLE-caratt		Verifica elastica
Sez. B_x=6.75m	SLU-Fond	Verifica di resistenza
	SLE-caratt	Verifica elastica

APPROVATO SDP

Combinazione fondamentale SLU sezione d'appoggio

MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	284000	0	1	0	284000	0
2a	0	103000	0	2a	0	103000	0
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	-3060000	0	-819000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	-2000000	0	-273000	DT.Iso	2000000	0	273000
3b	0	614000	0	3b	0	614000	0
Totale	-5060000	1000000	-1090000	Totale	2000000	1000000	273000

Società di Progetto
Drebemi SpA



Combinazione fondamentale SLU sezione di mezzeria

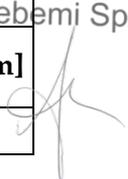
MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	0	-957000	1	0	0	-957000
2a	0	0	-346000	2a	0	0	-346000
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	-3500000	0	-956000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	-2290000	0	-309000	DT.Iso	2290000	0	309000
3b	0	495000	-2650000	3b	0	495000	-2650000
Totale	-5780000	495000	-5220000	Totale	2290000	495000	-3650000

Combinazione caratteristica SLE sezione d'appoggio

MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	210000	0	1	0	210000	0
2a	0	75900	0	2a	0	75900	0
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	-2550000	0	-683000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	-1660000	0	-228000	DT.Iso	1660000	0	228000
3b	0	455000	0	3b	0	455000	0
Totale	-4210000	741000	-911000	Totale	1670000	741000	228000

Combinazione caratteristica SLE sezione di mezzeria

MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA TRAZIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]	Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	0	-709000	1	0	0	-709000



2a	0	0	-256000	2a	0	0	-256000
2b	0	0	0	2b	0	0	0
Rit.Iso	-2910000	0	-796000	Rit.Iso	0	0	0
2c	0	0	0	2c	0	0	0
3a	0	0	0	3a	0	0	0
DT.Iso	-1900000	0	-258000	DT.Iso	1900000	0	258000
3b	0	367000	-1970000	3b	0	367000	-1970000
Totale	-4820000	367000	-3990000	Totale	1900000	367000	-2670000

Combinazione frequente SLE sezione d'appoggio

MASSIMA COMPRESSIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	210000	0
2a	0	75900	0
2b	0	0	0
Rit.Iso	-2550000	0	-683000
2c	0	0	0
3a	0	0	0
DT.Iso	-1390000	0	-190000
3b	0	341000	0
Totale	-3940000	627000	-873000

Combinazione frequente SLE sezione di mezzzeria

MASSIMA COMPRESSIONE			
Fase	N [N]	V [N]	M [Nmm]
1	0	0	-709000
2a	0	0	-256000
2b	0	0	0
Rit.Iso	-2910000	0	-796000
2c	0	0	0
3a	0	0	0
DT.Iso	-1590000	0	-215000
3b	0	275000	-1470000
Totale	-4500000	275000	-3450000

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



9.4.2 Verifiche allo stato limite ultimo

In corrispondenza delle combinazioni di progetto SLU viene fornito il coefficiente di sfruttamento plastico **MEd/MR**, il coefficiente di sfruttamento a taglio **VEd/VRd** ed il coefficiente di sfruttamento dei pioli allo SLU **vEd/(n*PRd)**, effettuando la verifica secondo EN 1994-2-6, assicurandosi che tale coefficiente risulti inferiore dell'unità. Inoltre si riporta la classificazione della sezione, effettuata sempre in conformità con la normativa vigente. Per i piolismi è assunto 15 pioli $\Phi 22$ / metro per gli appoggi e 10 pioli $\Phi 22$ / metro per la mezzeria

La resistenza dei pioli è calcolata in accordo ad EN 1994-2, 6.6.3.1 secondo cui si ipotizzano due diversi meccanismi di rottura: a taglio del gambo del piolo e per schiacciamento del cls. La resistenza PRd è assunte come il minimo valore dei due meccanismi descritti in normativa.

Combinazione fondamentale SLU

Sezione	X (m)	Combinazione	Classe Fase1	Classe Fase3	Med/Mrd	VEd/VRd	vEd/(n*PRd)	V/M/N
Sez A	0	SLU Max Traz.	4	1	0.17	0.356	0.439	No int.
Sez A	0	SLU Max Comp.	4	1	0.14	0.356	0.439	No int.
Sez B	6.75	SLU Max Traz.	4	1	0.56	0.176	0.427	No int.
Sez B	6.75	SLU Max Comp.	4	2	0.4	0.176	0.427	No int.

9.4.3 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le verifiche vengono riportate sotto forma di rapporti di sfruttamento, rappresentabili mediante grafici. In corrispondenza delle combinazioni di progetto SLS caratteristica, oltre alla tensione normale viene calcolata la tensione tangenziale e quindi la tensione ideale ed il corrispondente coefficiente di utilizzo. Il massimo coefficiente di utilizzo deve risultare minore dell'unità perché la verifica allo stato limite delle tensioni possa ritenersi soddisfatta. La verifica dello stato limite delle tensioni è effettuata secondo EN 1994-2, 7.2.2 (5) e EN 1994-2, 7.3.

La resistenza dei pioli è calcolata in accordo ad EN 1994-2, 6.6.3.1 secondo cui si ipotizzano due diversi meccanismi di rottura: a taglio del gambo del piolo e per schiacciamento del cls. La resistenza PRd è assunte come il minimo valore dei due meccanismi descritti in normativa. La resistenza dei pioli allo SLE viene ridotta per un coefficiente Ks come indicato da normativa.

Combinazione caratteristica SLE

Sezione	X (m)	Combinazione	Sig id / Sig amm	vEd / (ksnPRd)
Sez A	0	SLE Max Traz.	0.291	0.596
Sez A	0	SLE Max Comp.	0.266	0.596
Sez B	6.75	SLE Max Traz.	0.489	0.579
Sez B	6.75	SLE Max Comp.	0.450	0.579

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 57 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

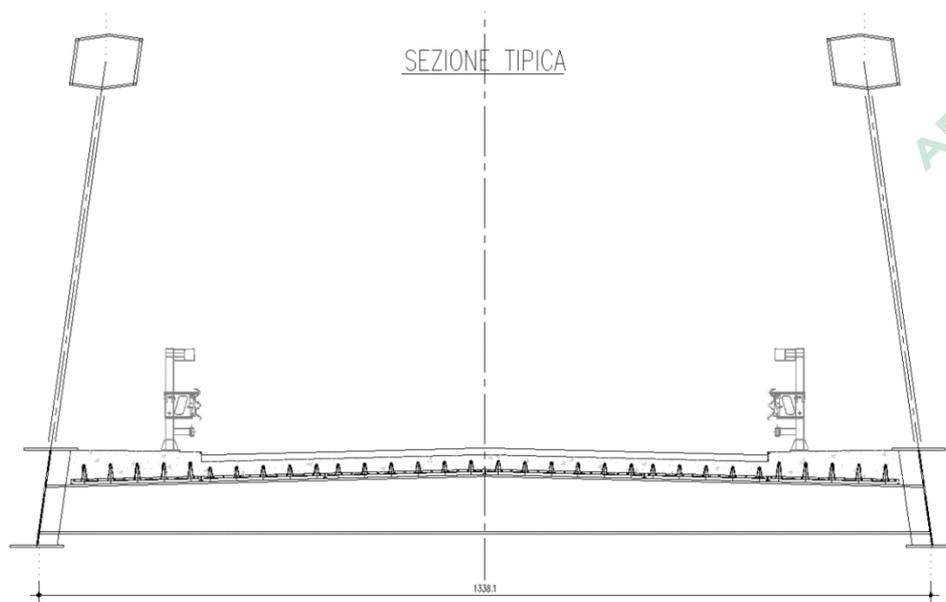
9.5 Soletta

La soletta è costituita da una serie di lastre prefabbricate in conglomerato cementizio armato che vengono posizionate sui traversi e sulle travi longitudinali, venendo poi successivamente unite mediante un getto in opera; anche i cordoli su cui vengono posizionate le barriere di sicurezza sono lastre prefabbricate. La presenza di pioli connettori sia sui traversi garantisce una piena collaborazione tra la soletta e la carpenteria metallica dell'impalcato.

La soletta oltre ad essere soggetta ad azioni locali dovute ai carichi mobili e permanenti che gravano direttamente su essa, è sollecitata longitudinalmente da un importante sforzo di trazione che nasce a seguito del fatto che essa stessa (come tutto l'impalcato) costituisce parte della catena dei due archi.

Le verifiche della soletta vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoria", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature inserite nelle predalles. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci le armature inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria. Lo schema statico adottato è quello di trave continua su quattro appoggi.



Società di Progetto
Brebemi SpA

	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 58 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

- PESO PROPRIO:

Per il peso proprio le lastre, non essendo ancora stato gettato il cordolo di collegamento, presentano uno schema statico di trave in semplice appoggio su una luce pari a:

$$L = 3.75 \text{ m}$$

$$q = 25 \text{ KN/m}^3 * 0.3 \text{ m} * 1 \text{ m} = 7.5 \text{ kN/m}$$

-MEZZI D'OPERA

$$q = 1 \text{ kN/m}^2$$

- PERMANENTI PORTATI (pavimentazione):

Si considera un carico pari a: 3 KN/mq

$$q = 3 * 1 \text{ m} = 3 \text{ KN/m}$$

- CARICHI MOBILI

Secondo quanto indicato dalla normativa si considera lo Schema di Carico 1 costituito da carichi tandem Q_{1k} e da carichi distribuiti q_{1k} , esso risulta lo Schema di Carico più gravoso. Si assume come base resistente per il calcolo del carico equivalente, l'ingombro trasversale del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato di metà della luce di calcolo della campata su cui insiste il carico stesso (per tener conto del beneficio del comportamento bidimensionale della soletta).

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}$$

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$B = 4.78 \text{ m}$$

$$P_{eq} = 300 / (4.78 * 0.9) = 69.7 \text{ kN/m}^2$$

Per una striscia unitaria di larghezza pari a 1m l'impronta di carico 1 si traduce in due carichi distribuiti su una lunghezza di 0.99m, pari a 69.7 kN/m^2 posti ad una distanza di 0.3m.

Società di Progetto
Brebemi SpA



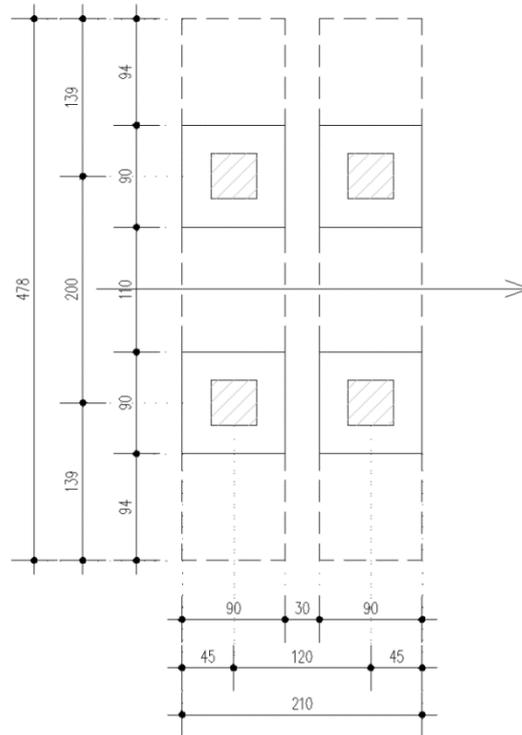
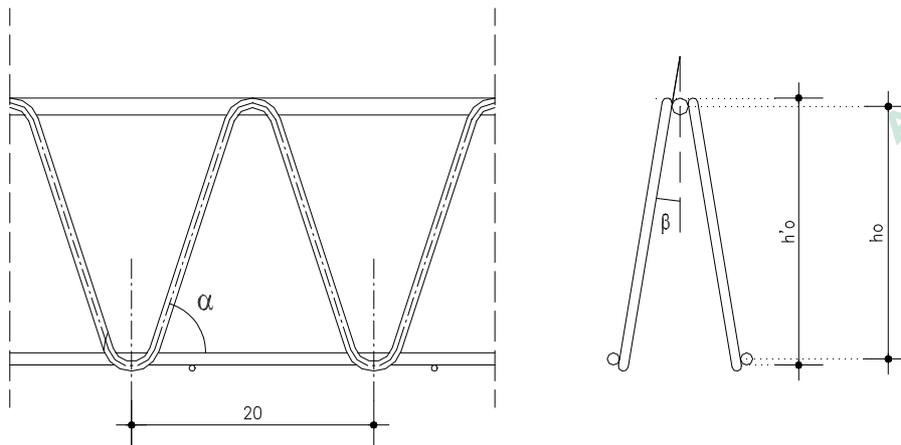



Figura 9-2 Diffusione del carico

9.5.1 Calcolo prima fase

Si considera una soletta larga 0.4 m pari all'interasse del traliccio. Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio: $h'_0 = 16.5$ cm

Braccio della coppia resistente: $h_0 = 14.7$ cm

Corrente superiore: 1 $\phi 16$

Corrente inferiore: 2 $\phi 12$

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60221-CVAX1-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCDIII1CVAX1000000200A00	REV. 00	FOGLIO 60 di 65
---	---------------------------------	--	------------	--------------------

Il momento flettente in mezzzeria dovuto al peso proprio e ai mezzi d'opera e lo sforzo normale agente sul corrente superiore del traliccio risultano:

$$M = q l^2 / 8 = 3.4 \times 3.75^2 / 8 = 6.0 \text{ kNm}$$

$$N = M / h = 6.0 / 0.147 = 40.8 \text{ kN}$$

9.5.1.1 Verifica di stabilità

Viene verificata la resistenza all'instabilità del corrente superiore compresso (⊙ 16).

$$J = 3215.4 \text{ mm}^4$$

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{E \cdot J}{(\beta \cdot L)^2} = \pi^2 \frac{210000 \cdot 3215.4}{(1 \cdot 200)^2} = 166607.3 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{201 \cdot 450}{166607.3}} = 0.737$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (0.737 - 0.2) + 0.737^2] = 0.9 \quad \alpha = 0.49$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.9 + \sqrt{0.9^2 - 0.737^2}} = 0.71$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.71 \cdot 201 \cdot 450}{1.10} = 58410.4 \text{ N} = 58.4 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 40.8 \cdot 1.35 = 55.1 \text{ kN}$$

dalla tabella 4.2.VI dell'NTC 2008, si è ricavato il valore di α in funzione del tipo di acciaio e di sezione.

$$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} = \frac{55.1}{58.4} = 0.943 \leq 1 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

9.5.1.2 Verifica delle tensioni

La tensione che agisce sulla coppella della predalles risulta pari a:

$$\sigma_c = N_{sd} / A = 55100 / (400 \times 80) = 1.72 < 3.63 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

APPROVATO SDP

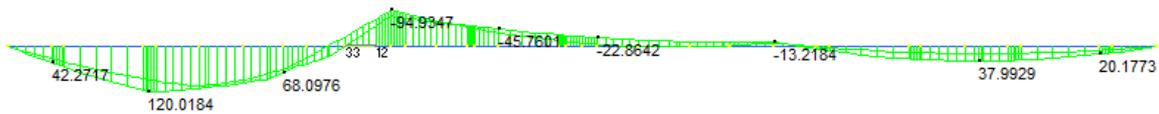
Società di Progetto
Brebemi SpA



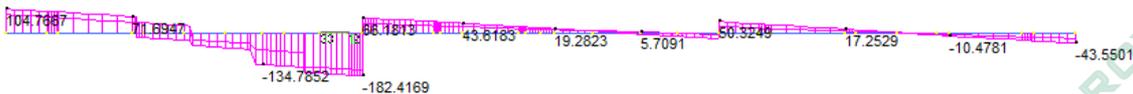
9.5.2 Calcolo seconda fase

La soletta è soggetta ai carichi permanenti portati ed ai carichi mobili. Per la valutazione delle sollecitazioni la soletta è stata studiata come una trave posta su 4 appoggi. Di seguito vengono riportati gli involuppi delle sollecitazioni. Allo stato limite ultimo si fa l'assunzione che lo sforzo di trazione venga assorbito dalla trave longitudinale mentre in fase di esercizio dalla soletta.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-94.9347	120.0184
	[Bm:6]	[Bm:20]



	MIN	MAX
SF2(kN)	-182.4169	104.7667
	[Bm:11]	[Bm:16]



9.5.2.1 Inviluppo SLU

9.5.2.2 Verifica Flessione

La soletta viene armata in direzione longitudinale, superiormente con ferri Ø22 a passo 15 cm., inferiormente con ferri Ø24 a passo 20 cm + Ø24 a passo 40 cm + ferri Ø16 a passo 40cm . La verifica viene svolta considerando una sezione della larghezza di 1 metro e di spessore pari a 30 cm.

Momento positivo

$$M_{sd} = 121 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 283,7 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} / M_{Rd} = 121 / 283,7 = 0,43 < 1$$

Verifica soddisfatta

Società di Progetto
Brebemi SpA

Momento negativo

$$M_{sd} = 94 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 248.7 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} / M_{Rd} = 94 / 248.7 = 0.38 < 1$$

Verifica soddisfatta

9.5.2.3 Verifica a taglio

Il taglio valutato a meno della larghezza della piattabanda superiore del traverso risulta pari a

$$V_{sd} = 176.4 \text{ kN}$$

La resistenza alle sollecitazioni di taglio della soletta senza specifica armatura a taglio risulta:

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * Q_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] b_w * d$$

$$= [0.18 * 1.886 * (100 * 0.00969 * 32)^{1/3} / 1.5] 1000 * 255 = 181.3 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

dove:

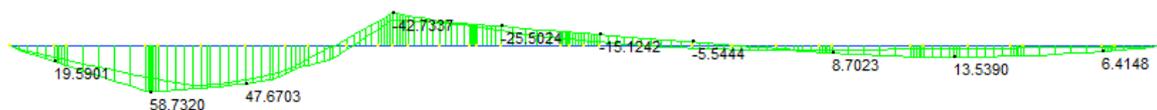
$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1 + (200 / 255)^{1/2} = 1.886$$

$$Q_1 = A_{sl} / (b_w * d) = 2470.9 / (1000 * 255) = 0.00969$$

9.5.2.4 Inviluppo SLE

Vengono riportati gli inviluppi delle sollecitazioni

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-42.7337	58.7320
	[Bm:6]	[Bm:20]

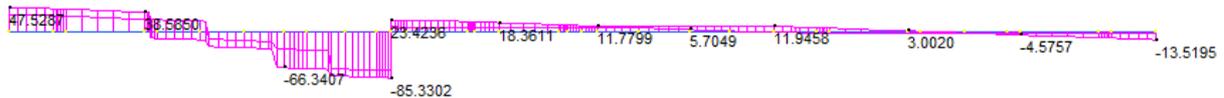


APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	MIN	MAX
SF2(kN)	-85.3302	47.5287
	[Bm:11]	[Bm:16]



In fase di esercizio si è fatta l'assunzione che la soletta si faccia carico dello sforzo di trazione. Le sollecitazioni sulla soletta di 100x30 cm sono le seguenti:

$$N = 365 \text{ kN}$$

$$M = 58.7 \text{ kNm}$$

Con il metodo "n" si è ricavata la tensione sulle barre d'acciaio pari a:

$$\sigma_s = 175.8 \text{ MPa}$$

Titolo: Soletta 100x30 cm C32/40

N° figure elementari: Zoom N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	24.7	5.5
2	33.93	18.8
3	5.03	25.2
4	5.66	25.2

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -365 kN

M_{xEd} 58.7 kNm

M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

APPROVATO SDP

A questa tensione viene sommata la tensione di prima fase che nasce dalla congruenza delle deformazioni tra le barre d'acciaio del traliccio e il calcestruzzo della coppella. La tensione risulta pari a:




$$\sigma_s = \sigma_c E_s / E_c = 25 \text{ MPa}$$

La tensione massima sulle barre risulta:

$$\sigma_s = 200.8 \text{ MPa}$$

La tensione sul calcestruzzo risulta:

$$\sigma_c = -4.63 \text{ MPa}$$

9.5.2.5 Verifica delle tensioni

Per la verifica delle tensioni in esercizio i limiti imposti dalla norma sono i seguenti:

$$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Tutte le tensioni in esercizio sono, minori dei limiti imposti dalla norma pertanto la verifica tensionale si ritiene soddisfatta.

9.5.2.6 Verifica di fessurazione

Per condizioni molto aggressive il limite massimo di apertura delle fessure è $w_1=0.2\text{mm}$.

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	$f_{ck} =$	32	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm0} =$	33346	N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	3.02	N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0 =$	15	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	$H =$	30	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Momento di fessurazione	M_{fess}	45	kNm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$cb =$	9.64	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	44.61	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	$\sigma =$	2.4	cm
Diametro medio equivalente	$\sigma_m =$	2.16	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento esterno	M_{est}	-	kNm
Tensione media barre	$\sigma_{sm} =$	200.80	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	6.40	cm

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Altezza utile	$d =$	20.36	cm
Deformazione media barre	$\sigma_1 =$	1.62E-03	
Distanza media fra due fessure successive			
Distanza media barre	$s =$	20.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	7.9	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	786.7	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	44.61	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\sigma_{smax} =$	20.07	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$\epsilon_{sm} =$	7.68E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.154	mm

Il limite di ampiezza della fessure per ambiente aggressivo è 0.2mm, pertanto la verifica a fessurazione è soddisfatta.

APPROVATO SUP

Società di Progetto
Brebemi SpA

