PARTE 4. SISTEMI DI RITEGNO SU SPALLA

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE 4
   1.1 Aspetti generali 4
   1.2 Spalla SP1 5
   1.3 Spalla SP2 e 4 8
   1.4 Spalla SP3 10
2. RIFERIMENTI NORMATIVI, BIBLIOGRAFICI, SOFTWARE 13
3. MATERIALI 13
   3.1 Calcestruzzi 13
   3.2 Acciai 14
      3.2.1 Acciaio per cemento armato 14
      3.2.2 Acciaio per carpenteria 14
      3.2.3 Acciaio in barre DYWIDAG Y1050 14
5. CARICHI DI PROGETTO 15
   5.1 Generalità 15
   5.2 Azioni di progetto 15
6. MODELLAZIONE E SCHEMI DI CALCOLO 17
   6.1 Spalla SP1 17
   6.2 Spalla SP2 e 4 22
   6.3 Spalla SP3 26
7. VERIFICHE 28
   7.1 Spalla SP1 28
      7.1.1 Premessa 28
      7.1.2 Elementi A,B,C1 – Taglio (SLU) 29
      7.1.3 Elementi A,B,C1 – Presso/Tenso-flessione (SLU) 30
      7.1.4 Elemento C2 – Stabilità a compressione 32
      7.1.5 Viadotto esistente – Connessione a taglio su cassone 33
      7.1.6 Viadotto esistente – Connessione su spalla 34
      7.1.7 Viadotto esistente – Muri d'ala 35
   7.2 Spalla SP2 e 4 37
      7.2.1 Premessa 37
      7.2.2 Elementi B,C – Taglio (SLU) 38
      7.2.3 Elementi A,B,C – Presso/Tenso-flessione (SLU) 39
      7.2.4 Viadotto esistente – Connessione a taglio su cassone e spalla 40
      7.2.5 Viadotto esistente – Connessione su spalla 41
      7.2.6 Viadotto esistente – Muri frontali 42
   7.3 Spalla SP3 44
      7.3.1 Premessa 44
      7.3.2 Elementi B,C – Taglio (SLU) 45
      7.3.3 Elementi A,B,C – Presso/Tenso-flessione (SLU) 46
      7.3.4 Telaio di contrasto – Tiranti e puntoni 48
      7.3.5 Rinforzo controsoletta cassone – Tiranti e puntoni 49
      7.3.6 Viadotto esistente – Connessione a taglio su cassone e spalla 52
      7.3.7 Viadotto esistente – Connessione su spalla 53

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Confronto sollecitazioni su cassone 6
Figura 2 – Sezione longitudinale 6
Figura 3 – Sezione trasversale in asse appoggi 7
Figura 4 – Sezione trasversale in asse fissaggio su cassone 7
Figura 5 – Sezione longitudinale 8
Figura 6 – Sezione trasversale in asse appoggi 9
Figura 7 – Prospetto frontale 9
Figura 8 – Sezione longitudinale 11
Figura 9 – Sezione trasversale in asse appoggi (allineamento lato Bardonecchia) 11
Figura 10 – Sezione trasversale in asse appoggi (allineamento lato Torino) 12
Figura 11 – Sezione trasversale in asse connessione dispositivi su viadotto 12
Figura 12 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento A 17
Figura 13 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento B 19
Figura 14 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento C 20
Figura 15 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento A 22
Figura 16 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento B 23
Figura 17 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento B 25
Figura 18 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento B 26
Figura 19 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento C 27
Figura 20 – Schema di vincolo elemento A 30
Figura 21 – Caratteristiche connessioni su Clarea 33
Figura 22 – Modello limite di calcolo 35
Figura 23 – Stralcio elaborato d'archivio 35
Figura 24 – Caratteristiche connessioni su Clarea 40
Figura 25 – Modello limite di calcolo 42
Figura 26 – Stralcio elaborato d'archivio 42
Figura 27 – Schema resistente "tirante-puntone" 48
Figura 28 – Schema di ripartizione delle azioni sull'elemento di rinforzo 49
Figura 29 – Schema resistente "tirante-puntone" 50
Figura 30 – Caratteristiche connessioni su Clarea 52

1. INTRODUZIONE

1.1 Aspetti generali

Il presente documento ha per oggetto la verifica dei nuovi sistemi di collegamento strutturale del viadotto Clarea su spalla ("fisse" e "mobili"), nell'ambito degli interventi di adeguamento statico e sismico del manufatto.

Lo schema di vincolo della sovrastruttura è così caratterizzato:

- punto "fisso" sulla spalla lato Bardonecchia (SP1 per la Salita, SP3 per la Discesa);
- punto "mobile" sulla spalla lato Torino (SP2 per la Salita, SP4 per la Discesa);
- vincoli trasversali, orientati in direzione radiale, su tutte le pile.

Allo stato attuale, i vincoli su spalla sono di tipo "rigido" ovvero trasferiscono le azioni (verticale, longitudinale e trasversale) senza attivare significativi spostamenti.

In tale configurazione, gli effetti dei nuovi carichi di progetto ed in particolare del sisma in direzione longitudinale risultano critici ai fini delle verifiche strutturali delle spalle e dei sistemi di connessione con l'impalcato.

Al fine di adeguare sismicamente l'opera, si prevede quanto segue:

- inserimento di smorzatori viscosi in direzione longitudinale sulle spalle "fisse", con lo scopo di limitare l'azione massima trasmessa dall'impalcato grazie ad un comportamento elastoplastico ideale;
- inserimento di sistemi di ritegno e contrasto verticale per garantire un vincolo bilatero in direzione verticale (su tutte le spalle).

Nei paragrafi successivi si illustrano le linee principali degli interventi di connessione tra impalcato e spalla, demandando agli elaborati grafici progettuali per ulteriori dettagli.

1.2 **Spalla SP1**

Per la spalla in esame, un punto fondamentale del processo di progettazione ha riguardato il posizionamento dei dispositivi sismici, tenendo conto tanto delle criticità operative che di quelle strutturali.

La possibilità di connettersi all'intradosso del cassone è stata esaminata in fase di studio preliminare individuando le seguenti criticità.

- Un vincolo longitudinale posizionato al di sotto dell'intradosso cassone genera un regime di tensoflessione che, per l'entità dei carichi di progetto ($H_{long} \approx 12000$ kN), risulta critico in termini di resistenza globale dell'impalcato.
- Allo stato attuale l'azione longitudinale è trasferita ai muri laterali per mezzo della soletta di ripartizione mentre l'eventuale posizionamento dei dispositivi "al di sotto" del cassone attiverebbe principalmente il muro frontale.

Come alternativa è stata quindi esaminata la possibilità di vincolare i dispositivi sismici alle costole verticali che, alla luce delle precedenti criticità, garantisce i seguenti vantaggi:

- minimizzazione delle eccentricità verticali del vincolo sull'impalcato (minimizzando quindi gli effetti flessionali indotti dall'azione assiale);
- mantenimento dell'attuale configurazione di vincolo su spalla ovvero affidare la resistenza a carichi longitudinali ai muri d'ala massivi.

Optando per questa seconda soluzione in quanto ottimale, l'intervento prevede l'installazione di elementi in acciaio, placcati alle strutture esistenti in c.a. (impalcato e spalla) mediante barre di armatura in acciaio ad alta resistenza (Y950/1050).

Entrando più in dettaglio, si ha quanto segue.

1. Su spalla si realizza una "veletta" in acciaio (**Elemento A**), opportunamente sagomata per consentire sia l'aggancio di n.2 dissipatori viscosi su ciascun lato del cassone che il contrasto e quindi vincolo verticale per l'impalcato. Il fissaggio al corpo spalla è garantito da barre post-tese ad alta resistenza, installate in appositi fori ricavati nei muri d'ala (massivi).
2. In corrispondenza dell'asse appoggi su spalla, sul cassone del viadotto Clarea si installano n.2 tronchetti in acciao (**Elemento B**) che consentono di realizzare, insieme alle nuove installazioni su spalla, un telaio rigido che contrasta il sollevamento/decompressione degli appoggi.
3. Sul cassone sul cassone si prevede l'installazione di n.2 travi di ripartizione, ciascuna delle quali costituita da un doppio profilo a "I" (**Elemento C.1**), opportunamente sagomata per accogliere il dissipatore viscoso. L'elemento è quindi fissato al cassone mediante n.2+2 coppie di barre post-tese ad alta resistenza, disposte in corrispondenza di diaframmi metallici interni al viadotto Clarea (**Elemento C.2**), del tutto analoghi a quelli previsti in corrispondenza dei traversi di collegamento nei tratti in allargamento. Il sistema così concepito è in grado di trasferire l'azione longitudinale al cassone, senza indurre distorsioni alla struttura esistente.

Nelle figure successive si da evidenza dei vari elementi, rimandando agli elaborati grafici di progetto per eventuali ed ulteriori dettagli.

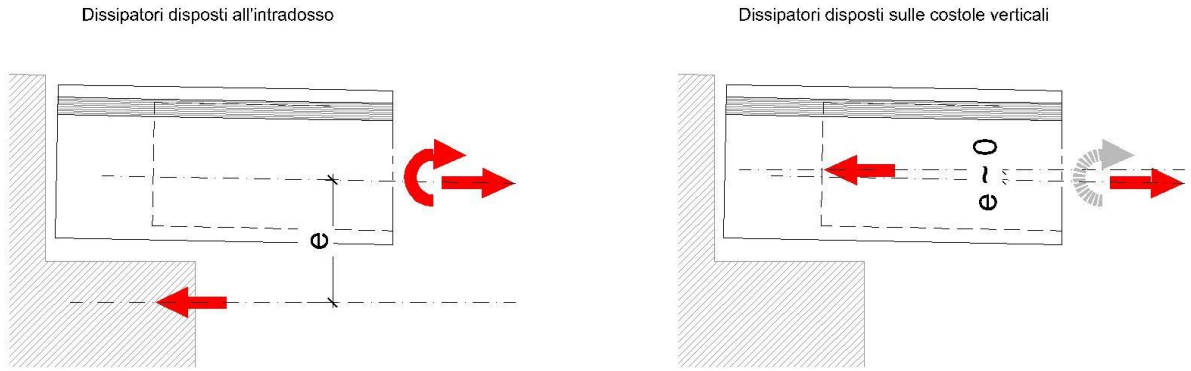

Figura 1 – Confronto sollecitazioni su cassone

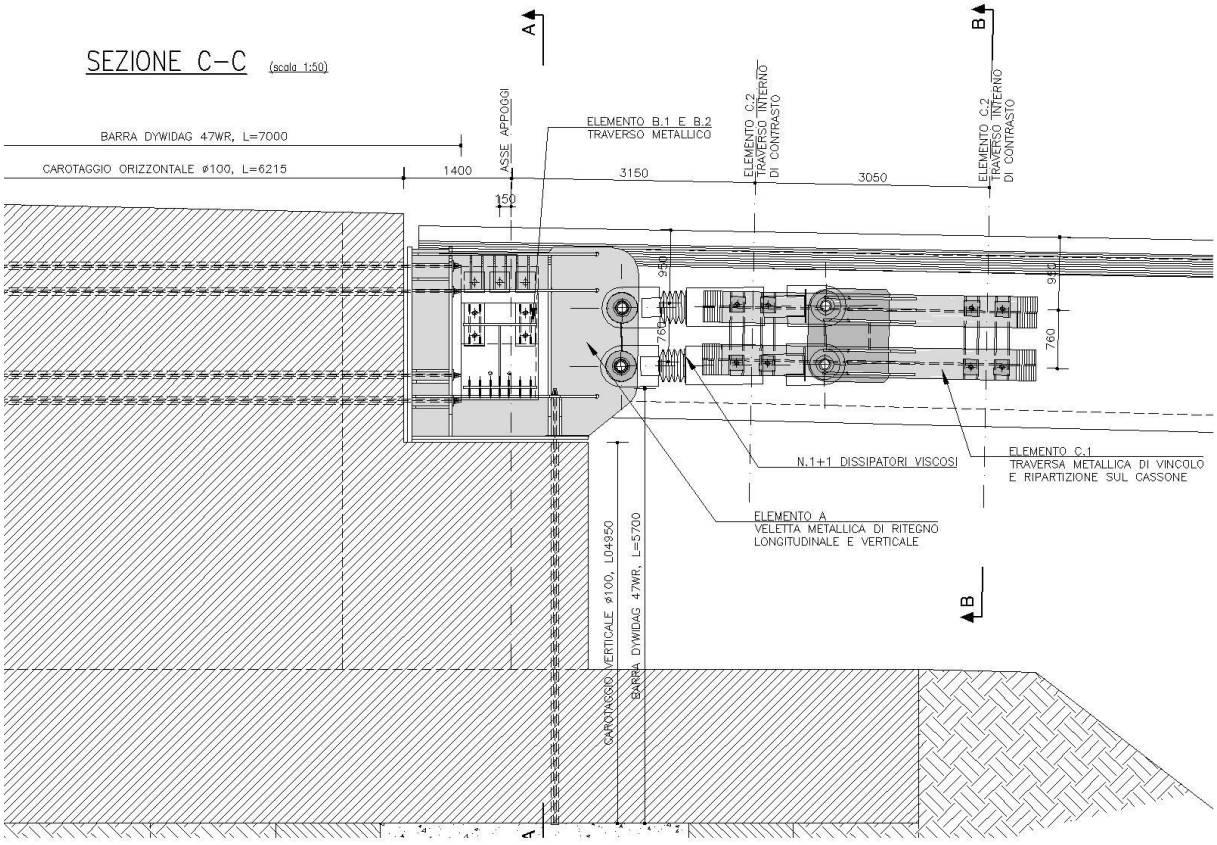

Figura 2 – Sezione longitudinale

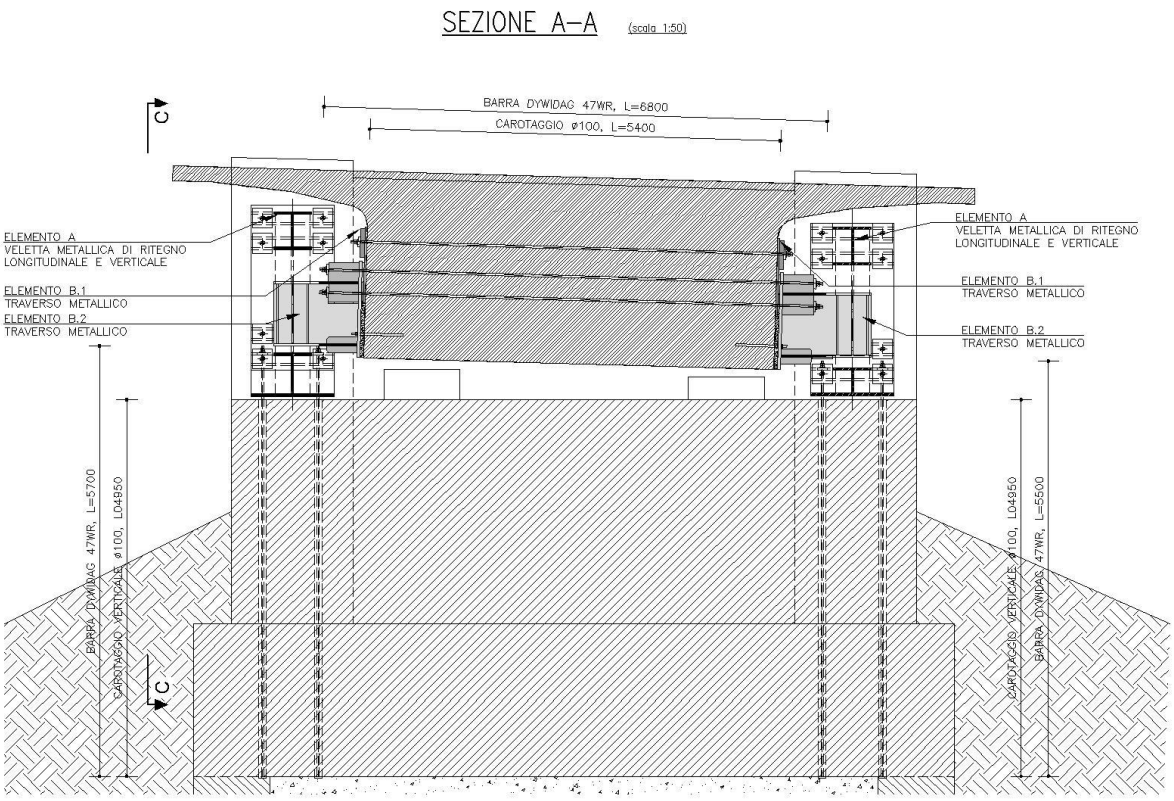

Figura 3 – Sezione trasversale in asse appoggi

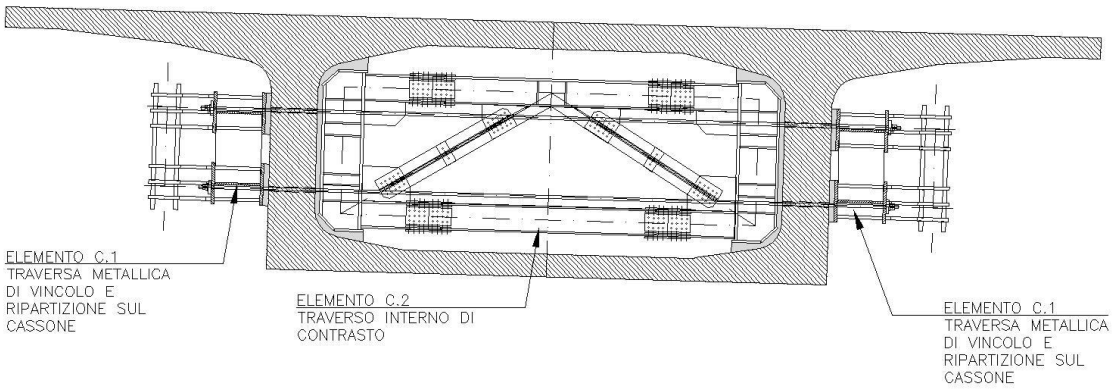

Figura 4 – Sezione trasversale in asse fissaggio su cassone

1.3 **Spalla SP2 e 4**

Anche per il manufatto in esame si prevede l'installazione di elementi in acciaio, placcati alle strutture esistenti in c.a. (impalcato e spalla) mediante barre di armatura in acciaio ad alta resistenza (Y950/1050).

Entrando più in dettaglio:

1. Per consentire l'installazione di un telaio di contrasto analogo a quello eseguito su spalla SP1, si prevede un placcaggio della testa del muro frontale con elementi in acciaio (**Elemento A**), fissati al corpo spalla mediante barre post-tese ad alta resistenza.
2. In testa al muro esistente si installa una "veletta" in acciaio (**Elemento B**), opportunamente sagomata per consentire il contrasto e quindi il vincolo verticale per l'impalcato. L'elemento è fissato frontalmente al placcaggio (Elemento A) mentre verso il paraghiaia si preve l'impiego di barre post-tese ad alta resistenza, posate in appositi fori realizzati mediante carotaggio.
3. A circa 0.25m dall'asse appoggi (verso paraghiaia) si installano n.2 tronchetti in acciaio sul viadotto Clarea (**Elemento C**) che consentono di realizzare, insieme alle nuove installazioni su spalla, un telaio rigido che contrasta il sollevamento/decompressione degli appoggi.

Nelle figure successive si da evidenza dei vari elementi, rimandando agli elaborati grafici di progetto per eventuali ed ulteriori dettagli.

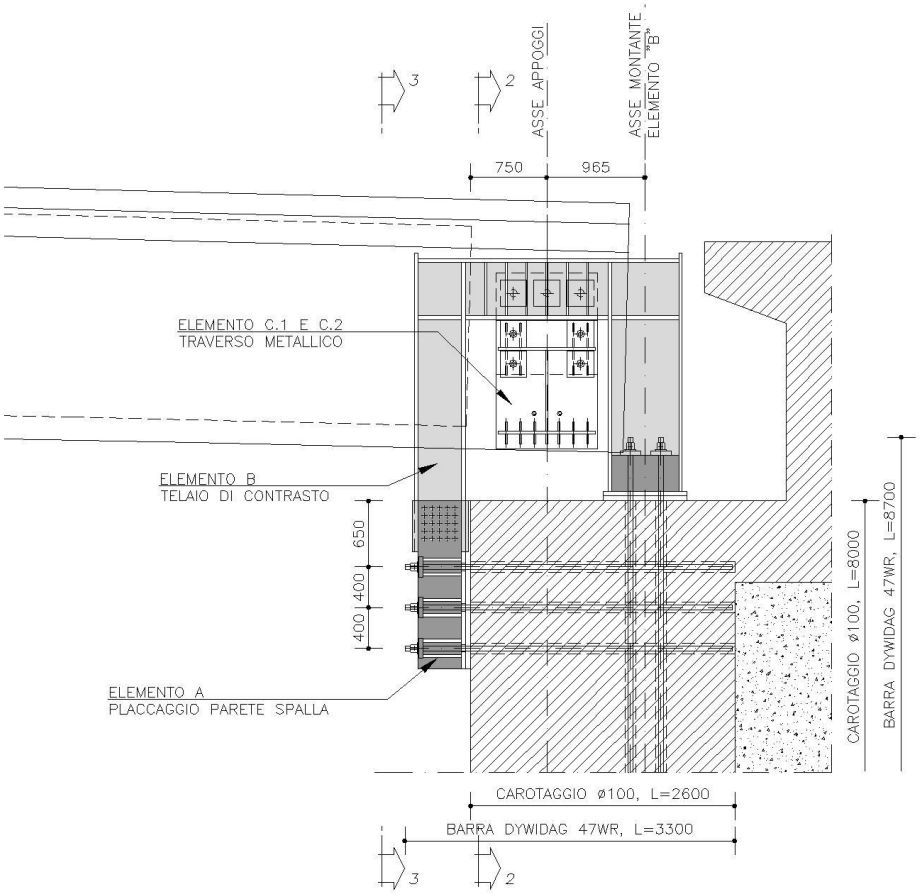

Figura 5 – Sezione longitudinale

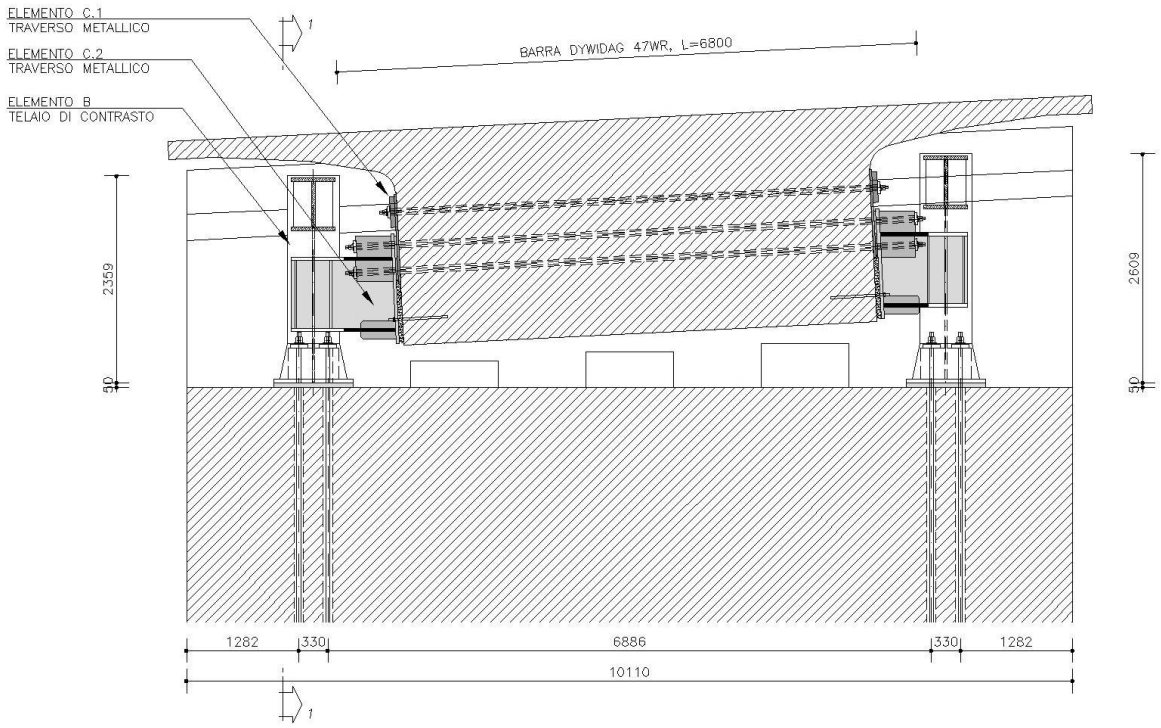

Figura 6 – Sezione trasversale in asse appoggi

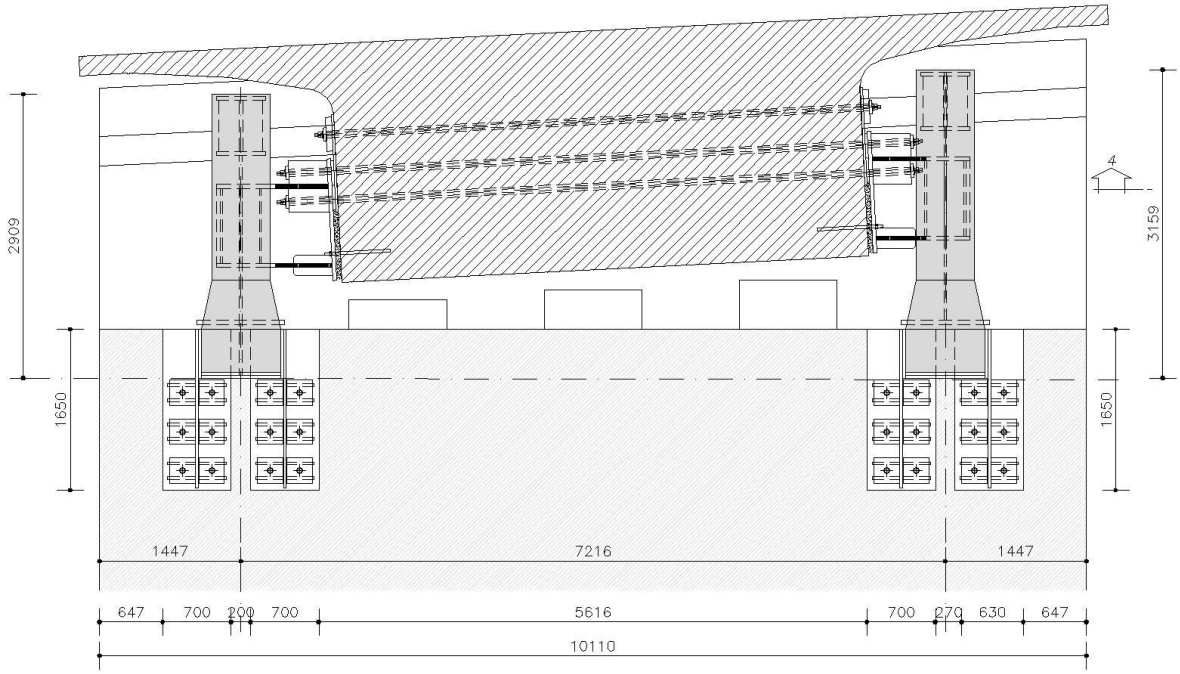

Figura 7 – Prospetto frontale

1.4 **Spalla SP3**

In analogia a quanto fatto per la spalla SP1, si è valutato il posizionamento ottimale dei dispositivi sismici, in termini tanto strutturali quanto operativi.

Al contrario di quanto emerso per la via in Salita, il posizionamento in corrispondenza delle costole risulta più difficoltoso poichè il piano appoggi e il tratto di contrappeso risultano poco accessibili sia per la configurazione della spalla stessa (elemento scatolare interrato) sia per la presenza di ulteriori muri di sostegno allineati frontalmente ai muri d'ala della spalla.

Si è pertanto ritenuto preferibile un collegamento dei dispositivi a livello della controsoletta del cassone, scelta resa possibile in questo caso dallo schema del viadotto sulla spalla (continuità con il contrappeso) che porta ad avere un'altezza sezionale e degli spessori di controsoletta favorevoli a questo tipo di connessione.

L'intervento prevede generalmente l'installazione di elementi in acciaio, placcati alle strutture esistenti in c.a. (impalcato e spalla) mediante barre di armatura in acciaio ad alta resistenza (Y950/1050). A differenza delle altre spalle, in questo caso si prevedono anche elementi di rinforzo e raccordo in calcestruzzo armato.

Entrando più in dettaglio, si ha quanto segue.

1. La connessione longitudinale mediante dissipatori viscosi è realizzata in corrispondenza dell'allineamento appoggi lato Torino (sezione di transizione tra cassone in c.a.p. e contrappeso).
2. Il collegamento dei dispositivi di vincolo longitudinale richiede comunque l'esecuzione di elementi di irrigidimento e rinforzo in calcestruzzo armato ed in particolare:
    - una soletta di spessore 1.00m, internamente al viadotto, per consentire la ripartizione dei carichi trasmessi:
    - un cordolo in testa alla platea di fondazione della spalla con funzione di elemento di raccordo tra le carpenterie metalliche su cui vengono fissai i dispositivi e gli ancoraggi profondi di collegamento al corpo spalla.
3. Sull'allineamenti appoggi lato Bardonecchia, si prevede una risagomatura dei muri d'ala e la realizzazione di un telaio di contrasto (al sollevamento) con getti di calcestruzzo armato. L'intervento è quindi completato dall'installazione, sulle fiancate del contrappeso, di n.2 tronchetti in acciaio (**Elemento C**), realizzando di fatto un sistema a telaio analogo a quello previsto sulle altre spalle.
4. Per consentire le lavorazioni nonché l'accessibilità per le future operazioni di manutenzione, in corrispondenza della risagomatura della spalla verso Bardonecchia si prevede la realizzazione di due pozzetti in cemento armato.

Nelle figure successive si da evidenza dei vari elementi, rimandando agli elaborati grafici di progetto per eventuali ed ulteriori dettagli.

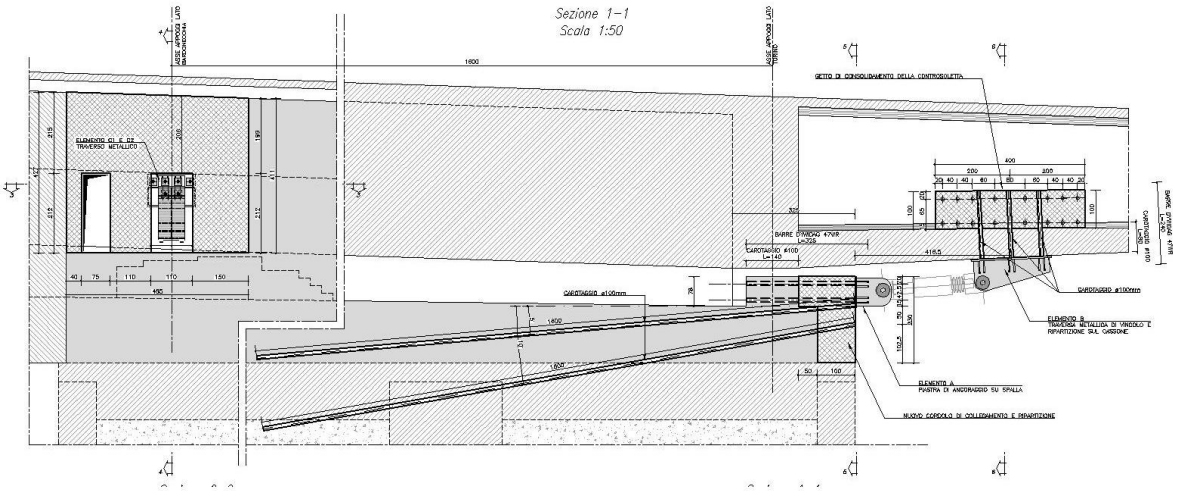

Figura 8 – Sezione longitudinale

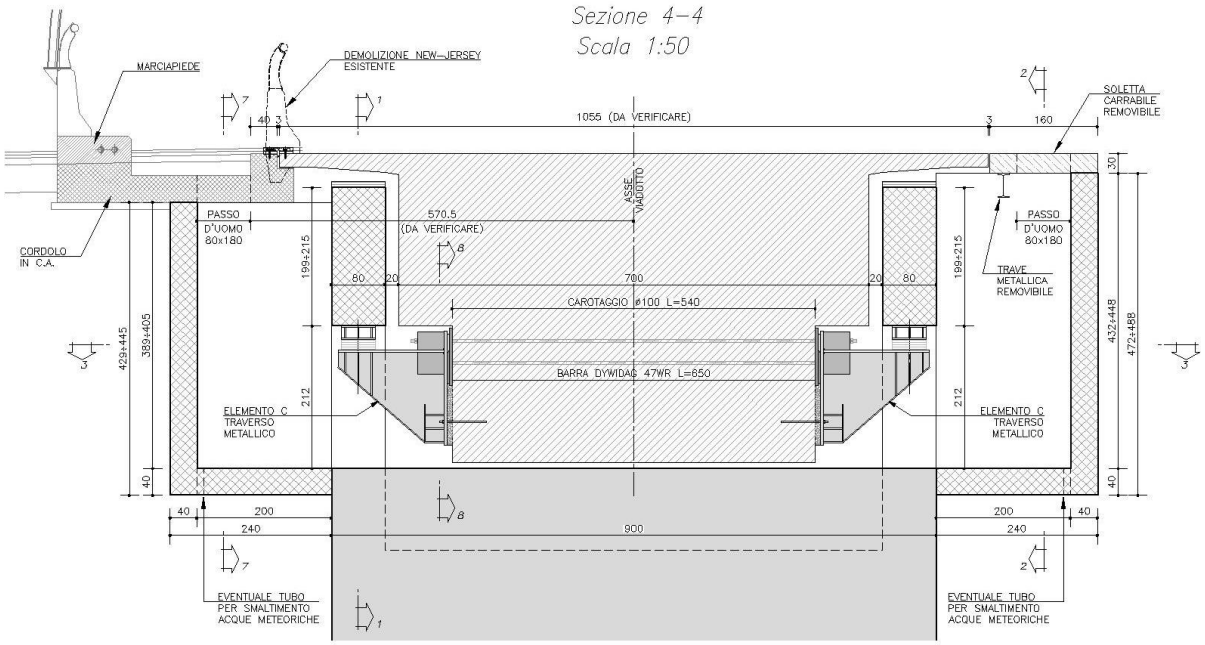

Figura 9 – Sezione trasversale in asse appoggi (allineamento lato Bardonecchia)

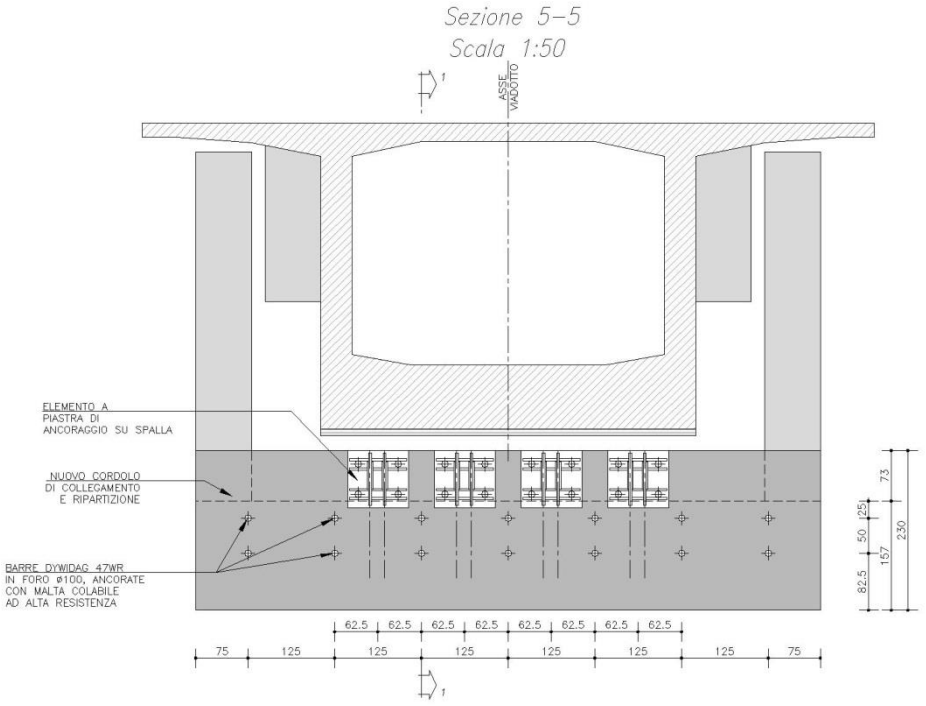

Figura 10 – Sezione trasversale in asse appoggi (allineamento lato Torino)

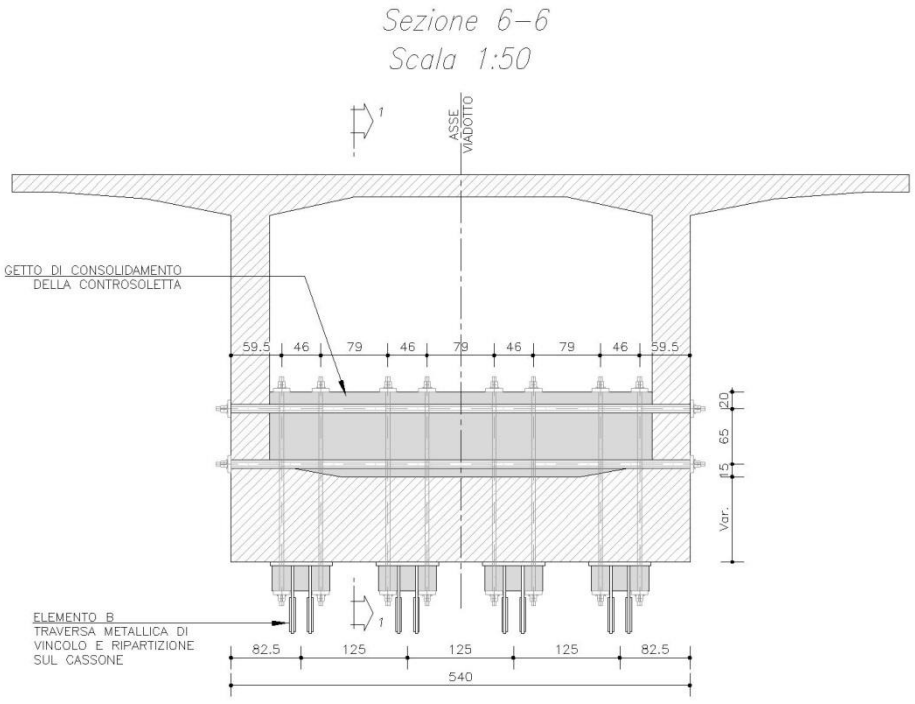

Figura 11 – Sezione trasversale in asse connessione dispositivi su viadotto

2. RIFERIMENTI NORMATIVI, BIBLIOGRAFICI, SOFTWARE

Per quanto riguarda i riferimenti normativi, bibliografici e i software principali impiegati, si rimanda all'elaborato NV02_0_0_E_SD_GN_0008_0 "Principi di progettazione".

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzi

Classe del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40	N/mm^2
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33.2	N/mm^2
Resistenza media a compressione	f_{cm}	41.2	N/mm^2
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	18.81	N/mm^2
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.10	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.17	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4.03	N/mm^2
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.72	N/mm^2
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.45	N/mm^2
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.88	N/mm^2
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	3.25	N/mm^2
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33643	N/mm^2
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	19.92	N/mm^2
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	14.94	N/mm^2
Classe di esposizione		XC4 + XF2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.5	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

3.2 **Acciai**

3.2.1 Acciaio per cemento armato

Classe di acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di rottura	$\mathbf{f_{tk}}$	540	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento	$\mathbf{f_{yk}}$	450	N/mm^2
Modulo di elasticità	$\mathbf{E_s}$	210000	N/mm^2

3.2.2 Acciaio per carpenteria

Classe di acciaio		S355	
Tensione caratteristica di rottura	$\mathbf{f_{tk}}$	510	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento	$\mathbf{f_{yk}}$	355	N/mm^2
Modulo di elasticità	$\mathbf{E_s}$	210000	N/mm^2

3.2.3 Acciaio in barre DYWIDAG Y1050

Classe di acciaio		Y1050	
Tensione caratteristica di rottura	$\mathbf{f_{tk}}$	1050	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento	$\mathbf{f_{yk}}$	950	N/mm^2
Modulo di elasticità	$\mathbf{E_s}$	210000	N/mm^2

5. CARICHI DI PROGETTO

5.1 Generalità

Di seguito si riportano le tabelle di sintesi delle massime azioni di progetto per tutte le spalle del viadotto, rimandando all'elaborato NV02_W_A_E_CL_OC_8000 per eventuali ed ulteriori dettagli.

Cautelativamente, tenuto in conto del grado di incertezza associato alla determinazione dell'effettivo scarico permanente su spalla, in sede di dimensionamento e verifica dei sistemi di contrasto verticale (antisollevamento) si omettono i contributi (favorevoli) dovuti ai pesi propri, strutturali e non.

5.2 Azioni di progetto

Le tabelle di sintesi fanno riferimento alle sole condizioni sismiche in quanto più gravose ai fini del dimensionamento.

Convezione sulle azioni (applicate all'asse cassone)

N_{sd} = azione assiale

$V_{sd,Y}$ = azione di taglio in direzione Y (orizzontale)

$V_{sd,Z}$ = azione di taglio in direzione Z (verticale)

T_{sd} = torsione (momento "ribaltante")

T'_{sd} = torsione (momento "ribaltante") ad intradosso cassone

$M_{sd,Y}$ = momento flettente "attorno" all'asse Y (verticale)

$M_{sd,Z}$ = momento flettente "attorno" all'asse Z (orizzontale)

$\Delta F_{sd,Z}$ = azione di sollevamento su ritegno

Spalla SP1 (Salita – Lato fisso)

Comb.	N_{sd}	$V_{sd,Y}$	$V_{sd,Z}$	T_{sd}	T'_{sd}	$M_{sd,Y}$	$M_{sd,Z}$	$\Delta F_{sd,Z}$
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
SLV1	11983	2484	858	11838	15634	18529	279	3148
SLV2	11172	1761	1141	8411	11102	17231	202	2501
SLV3	5469	1122	922	5006	6720	8470	117	1630

Spalla SP2 (Salita – Lato mobile)

Comb.	N_{sd}	$V_{sd,Y}$	$V_{sd,Z}$	T_{sd}	T_{sd}	$M_{sd,Y}$	$M_{sd,Z}$	$\Delta F_{sd,Z}$
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
SLV1	77	3569	1313	13407	18861	105	369	3937
SLV2	92	2549	1718	9423	13319	106	256	3175
SLV3	72	1567	1215	5536	7929	81	151	1986

Spalla SP3 (Discesa – Lato Fisso)

Poiché in questo caso le azioni di "sollevamento" sono principalmente riconducibili ad effetti traslazionali verticali e quindi indipendenti dal braccio tra gli appoggi, il dismensionamento e la verifica degli interventi è condotta facendo riferimento diretto alle massime azioni sugli appoggi riportate nel documento NV02_W_A_E_CL_OC_08000.

Massima azione longitudinale su sistema di vincolo: $H_{Sd,LONG}$ = 12000 kN

Massima azione verticale su singolo appoggio: $N_{Sd,}$ = 3589 kN

Spalla SP4 (Discesa – Lato mobile)

Comb.	N_{sd}	$V_{sd,Y}$	$V_{sd,Z}$	T_{sd}	T_{sd}	$M_{sd,Y}$	$M_{sd,Z}$	$\Delta F_{sd,Z}$
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]
SLV1	554	2279	1352	17944	21427	621	564	4402
SLV2	575	1773	1405	12105	14815	639	435	3279
SLV3	450	1036	1111	7242	8825	498	251	2090

6. MODELLAZIONE E SCHEMI DI CALCOLO

6.1 Spalla SP1

Elemento A

Ai fini del dimensionamento strutturale, l'elemento è assimilato ad un telaio con nodi incernierati, soggetto alle seguenti azioni:

- **azione longitudinale** applicata all'elemento A.2 (vedi figura)
- **azione verticale** di contrasto al sollevamento applicata all'elemento A.1 (vedi figura).

Le azioni interne e le reazioni vincolari sono pertanto calcolate in accordo agli schemi statici elementari illustrati e alle geometrie teoriche di progetto.

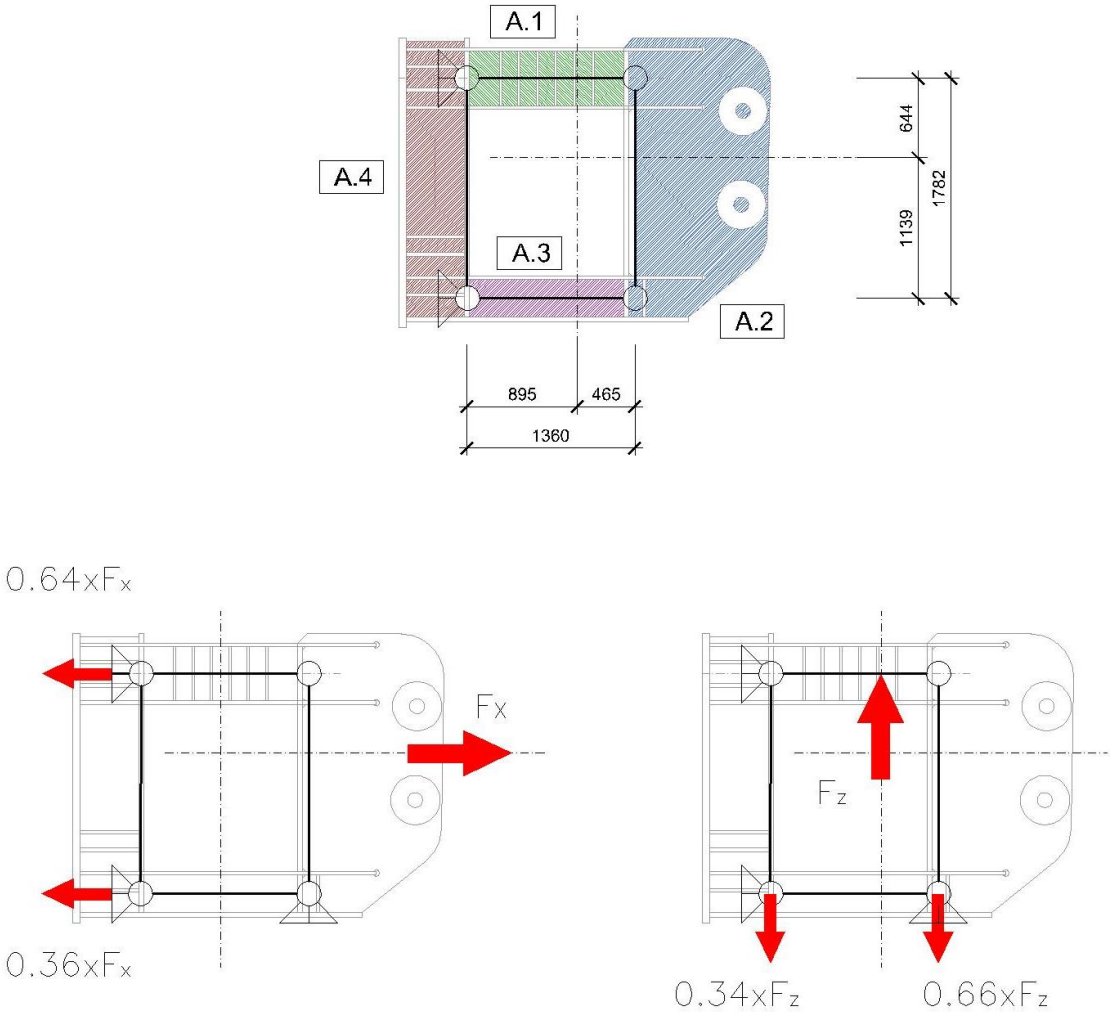

Figura 12 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento A

Elemento A.1

Momento flettente	M_{Sd}	=	$0.465x \times (0.660 \times F_z) = 0.307 \times F_Z$
Taglio	V_{Sd}	=	$0.660 \times F_Z$
Azione assiale	N_{Sd}	=	$0.640 \times F_X$

Elemento A.2

Momento flettente	M_{Sd}	=	$0.466x \times (0.640 \times F_x) = 0.298 \times F_X$
Taglio	V_{Sd}	=	$0.640 \times F_X$
Azione assiale	N_{Sd}	=	$0.660 \times F_Z$

Elemento A.3

Momento flettente	M_{Sd}	=	-
Taglio	V_{Sd}	=	-
Azione assiale	N_{Sd}	=	$0.360 \times F_X$

Elemento A.4

Momento flettente	M_{Sd}	=	-
Taglio	V_{Sd}	=	-
Azione assiale	N_{Sd}	=	$0.340 \times F_Z$

Barre orizzontali superiori

Reazione	$R_{Sd,X}$	=	$0.64 \times F_X$

Barre orizzontali inferiori

Reazione	$R_{Sd,X}$	=	$0.36 \times F_X$

Barre verticali

Reazione	$R_{Sd,Z}$	=	$0.66 \times F_Z$

Elemento B

Ai fini del dimensionamento strutturale, l'elemento è assimilato semplicemente ad un mensola caricata nel piano verticale e soggetta quindi a taglio e flessione.

Elemento B

Momento flettente	M_{Sd}	=	1.000x x F_z
Taglio	V_{Sd}	=	F_Z
Azione assiale	N_{Sd}	=	-

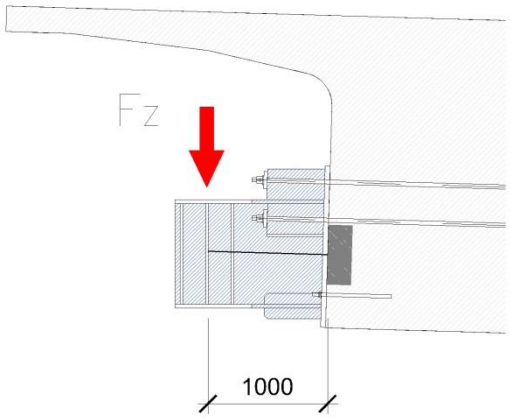

Figura 13 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento B

Elemento C

Ai fini del dimensionamento strutturale, l'elemento è assimilato ad una trave incernierata alle estremità in corrispondenza della superficie di interfaccia con il cassone in c.a.p., soggetta ad un carico assiale disassato (e quindi ad una coppia flettente) e concentrato in corrispondenza della mezzeria.

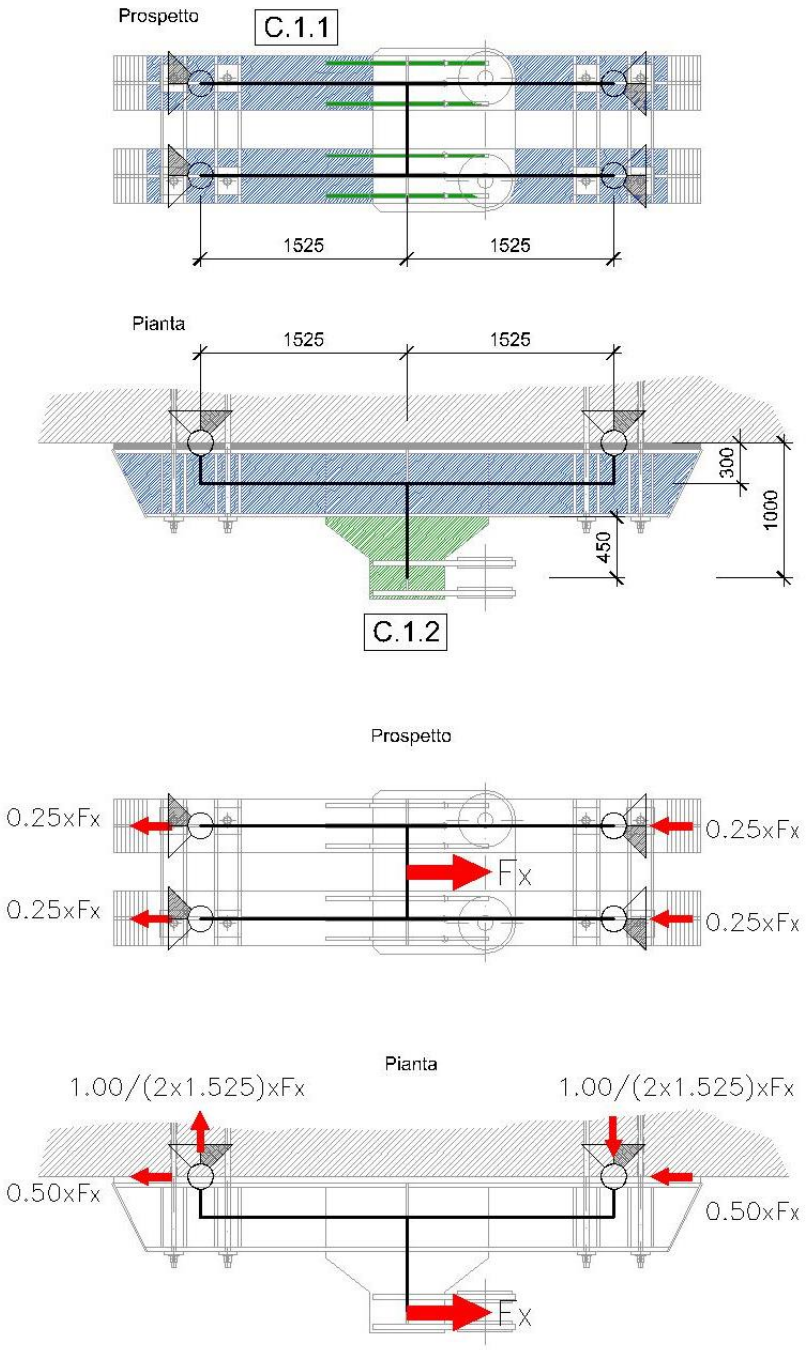

Figura 14 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento C

Elemento C.1.1

Momento flettente	M_{Sd}	=	1.000/(2x1.525)x1.525xF_X – 0.30x0.50xFx =
(su coppia di travi)		=	(0.500-0.150)xF_X = 0.350xF_X
Taglio	V_{Sd}	=	1.000 / (2 x 1.525) x F_X = 0.328 x F_X
(su coppia di travi)			
Azione assiale	N_{Sd}	=	0.500 x F_X
(su coppia di travi)			

Elemento C.1.2

Momento flettente	M_{Sd}	=	0.425 x F_X
Taglio	V_{Sd}	=	F_X
Azione assiale	N_{Sd}	=	-

6.2 **Spalla SP2 e 4**

Elemento A

Ai fini del dimensionamento strutturale, l'elemento è assimilato ad un asta testa, con un vincolo distribuito eccentrico che induce effetti flettenti.

Cautelativamente si procede combinando massima azione assiale e massimo momento flettente, anche se localizzati in sezioni differenti.

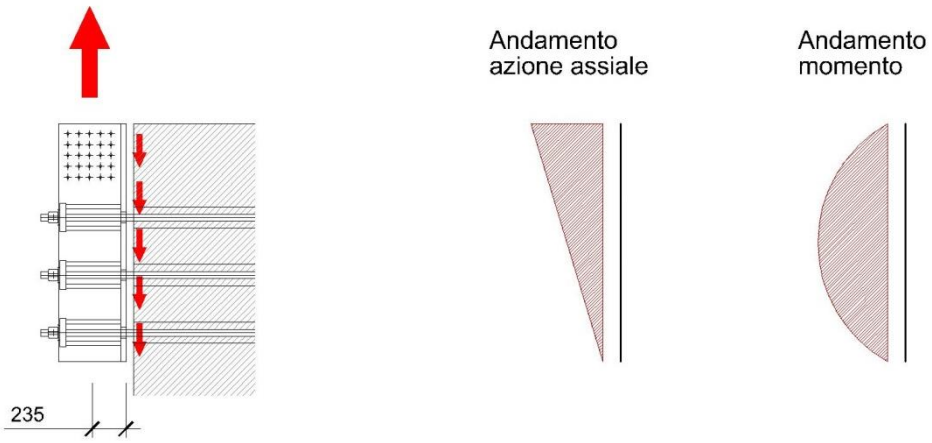

Figura 15 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento A

Elemento A

Momento flettente (massimo)	M_{Sd}	=	0.235 x 0.500 x (0.620 x F_z) = 0.073 x F_Z
Taglio	V_{Sd}	≈	-
Azione assiale (massima)	N_{Sd}	=	0.620 x F_z

Elemento B

Ai fini del dimensionamento strutturale, l'elemento è assimilato ad un telaio con nodi incernierati, soggetto alle seguenti azioni:

- **azione verticale** di contrasto al sollevamento applicata all'elemento B.1 (vedi figura).

Le azioni interne e le reazioni vincolari sono pertanto calcolate in accordo agli schemi statici elementari illustrati e alle geometrie teoriche di progetto.

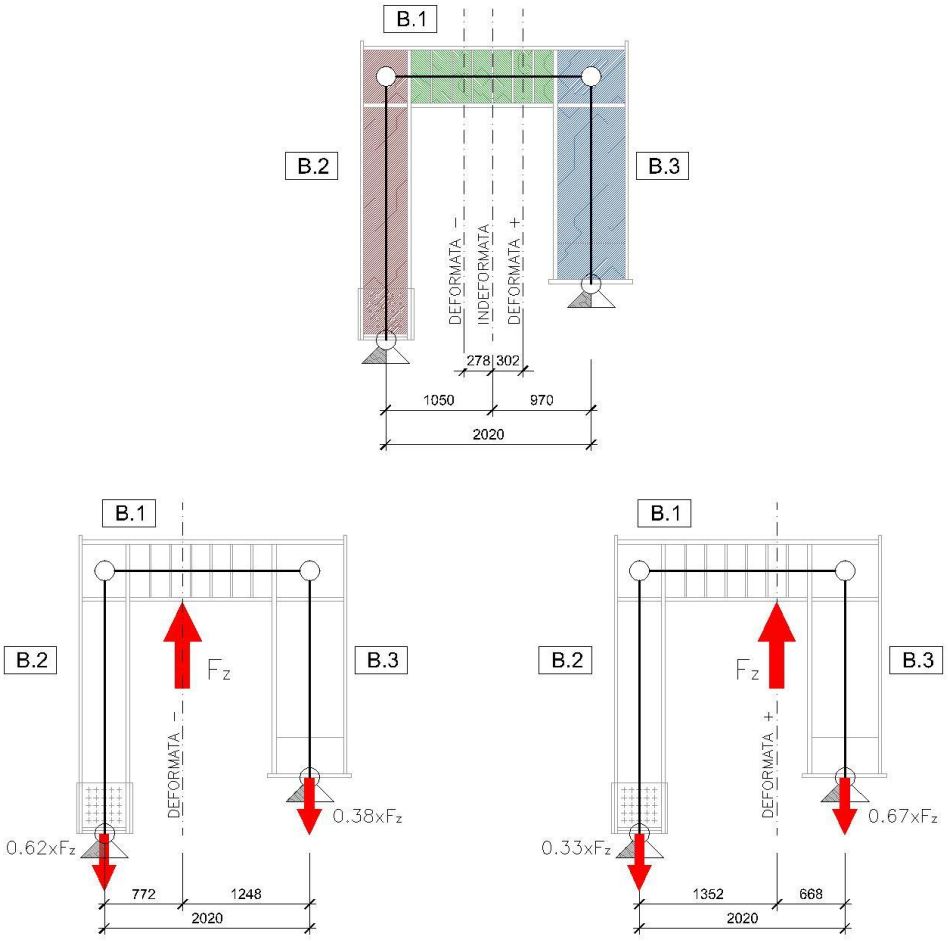

Figura 16 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento B

Elemento B.1

Momento flettente	M_{Sd}	=	0.480 x F_z
Taglio	V_{Sd}	=	0.670 x F_z
Azione assiale	N_{Sd}	=	-

Elemento B.2

Momento flettente	M_{Sd}	=	-
Taglio	V_{Sd}	=	-
Azione assiale	N_{Sd}	=	0.620 x F_z

Elemento B.3

Momento flettente	M_{Sd}	=	-
Taglio	V_{Sd}	=	-
Azione assiale	N_{Sd}	=	0.670 x F_z

Elemento C

Ai fini del dimensionamento strutturale, l'elemento è assimilato semplicemente ad un mensola caricata nel piano verticale e soggetta quindi a taglio e flessione.

Elemento C

Momento flettente	M_{Sd}	=	0.900 x F_z
Taglio	V_{Sd}	=	F_Z
Azione assiale	N_{Sd}	=	-

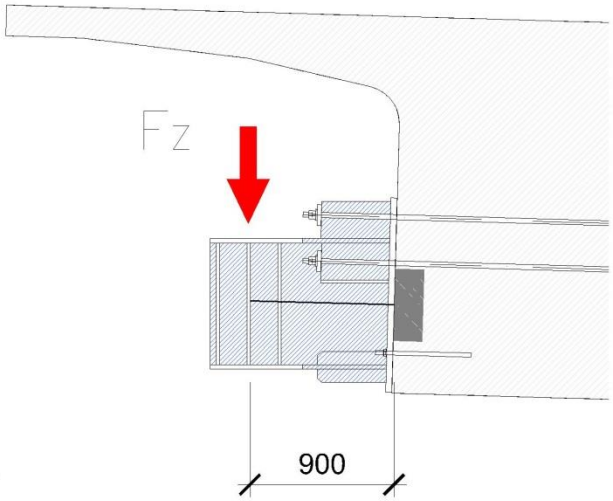

Figura 17 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento B

6.3 **Spalla SP3**

Elemento A

Ai fini del dimensionamento strutturale, l'elemento è assimilato ad un asta testa-compressa.

Elemento B

Ai fini del dimensionamento strutturale, l'elemento è assimilato ad un asta testa-compressa, con un vincolo distribuito eccentrico che induce effetti flettenti.

Cautelativamente si procede combinando massima azione assiale e massimo momento flettente, anche se localizzati in sezioni differenti.

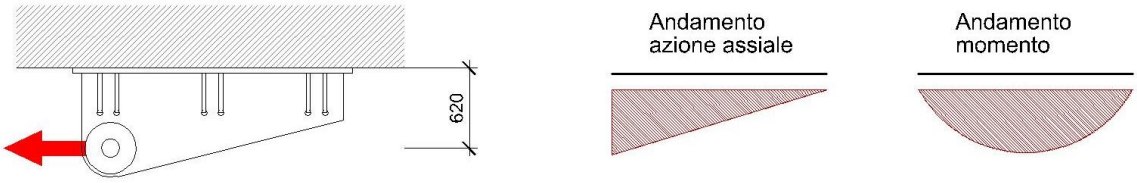

Figura 18 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento B

Elemento B

Momento flettente (massimo)	M_{Sd}	=	0.620 x 0.500 x (F_x) = 0.31 x F_x
Taglio	V_{Sd}	≈	-
Azione assiale (massima)	N_{Sd}	=	F_x

Elemento C

Ai fini del dimensionamento strutturale, l'elemento è assimilato semplicemente ad un mensola caricata nel piano verticale e soggetta quindi a taglio e flessione.

Elemento C

Momento flettente	M_{Sd}	=	0.700 x F_z
Taglio	V_{Sd}	=	F_Z
Azione assiale	N_{Sd}	=	-

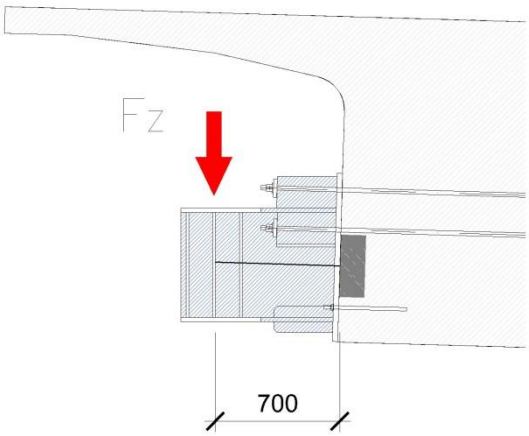

Figura 19 – Schemi statici e convenzioni di calcolo elemento C

7. VERIFICHE

7.1 Spalla SP1

7.1.1 Premessa

Tenuto conto della tipologia e dei dettagli di intervento nonché delle modellazioni e degli schemi di calcolo illustrati nel paragrafo precedente, si assume quanto segue:

- **per gli elementi A, B e C.1** (travi a sezione "piena"), la verifica è svolta in termini di capacità portante "globale" della sezione a taglio e flessione;
- **per l'elemento C.2** (diaframma reticolare), la verifica è svolta in termini di trazione/compressione massima sui vari elementi ed in particolare sui correnti, in analogia anche a quanto già fatto per i diaframmi in corrispondenza dei traversi di collegamento, previsti nei tratti di allargamento.

Per quanto riguarda infine la spalla esistente in cemento armato, si verifica la resistenza dei muri laterali cui ci si connette. In particolare, l'azione longiudinale trasmessa dai dispositivi sismici impegna i setti a taglio e flessione nel piano del pannello.

Nella tabella successiva si sintetizzano tutte le verifiche svolte.

Elemento	Verifica	Stato limite
A	Taglio	SLU
A	Tenso/presso-flessione	SLU
B	Taglio	SLU
B	Tenso/presso-flessione	SLU
C.1	Taglio	SLU
C.1	Tenso/presso-flessione	SLU
C.2	Compressione / Stabilità	SLU
Viadotto esistente	Collegamento a taglio su casone	SLU
Viadotto esistente	Collegamento su spalla	SLU
Viadotto esistente	Resistenza muri d'ala	SLU

7.1.2 Elementi A,B,C1 – Taglio (SLU)

Poiché i coefficienti di sicurezza riportati in tabella risultano superiori a 1.00, la verifica risulta soddisfatta.

In accordo a quanto previsto dalle norme di riferimento, si valuta l'eventuale riduzione della tensione di snervamento ($f_{y,red}$) da considerarsi nelle verifiche a presso/tenso-flessione.

STRUTTURE IN ACCIAIO - Controllo stabilità pannello a taglio

(rif. NTC2008 par.4.2.4.1.2)

Elemento	[-]	A.1	A.2	B	C.1.1	C.1.2	
h_w	[mm]	1000	430	790	440	1200	Altezza del pannello
t_w	[mm]	40.0	30.0	30.0	20.0	30.0	Spessore anima
ε	[-]	0.920	0.920	0.920	0.920	0.920	Coefficiente funzione del materiale impiegato
η	[-]	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	Vedi NTC2008
h_w / t_w	[-]	25.0	14.3	26.3	22.0	40.0	-
$h_w / t_{w\,(LIMIT)}$	[-]	55.2	55.2	55.2	55.2	55.2	= 72/η x ε
CHECK	**[-]**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

STRUTTURE IN ACCIAIO - Resistenza pannelli a taglio

(rif. NTC2008 par.4.2.4.1.2)

Elemento	[-]	A.1	A.2	B	C.1.1	C.1.2	
A_v	[mm^2]	1.500E+04	7.200E+04	2.550E+04	1.000E+04	9.900E+04	Area resistente a taglio
f_{yk}	[N/mm^2]	355	355	355	355	355	Tensione di snervamento
γ_{M0}	[-]	1.0500	1.0500	1.0500	1.0500	1.0500	Coefficiente parziale sulla resistenza
$V_{c,Rd}$	**[kN]**	**2928**	**14055**	**4978**	**1952**	**19325**	**Taglio resistente**
V_{Sd}	**[kN]**	**2078**	**3840**	**3148**	**984**	**6000**	**Taglio sollecitante**
F_S	**[-]**	**1.41**	**3.66**	**1.58**	**1.98**	**3.22**	**Coefficiente di sicurezza**
ρ	[-]	0.176	0.000	0.070	0.000	0.000	Coefficiente riduttivo per interazione N+M+V
$f_{y,red}$	**[N/mm^2]**	**292.6**	**355.0**	**330.1**	**355.0**	**355.0**	**Snervamento ridotto da considerare nelle verifiche N+M**

7.1.3 Elementi A,B,C1 – Presso/Tenso-flessione (SLU)

La verifica è svolta considerando assumendo tutte sezioni in *Classe 3* ovvero i piatti garantiscono requisiti minimi tali da impedire l'instabilità locale dei pannelli.

Per quanto riguarda invece gli effetti di instabilità globale (a pressoflessione e/o torsione), si valuta la penalizzazione per ciascun elemento in accordo allo schema di vincolo. In particolare, l'elemento "A" è assimilato ad un pannello vincolato rigidamente su tre spigoli mentre il quarto risente solamente dell'effetto di vincolo delle nervature di irrigidimento longitudinali e verticali (vedi figura). Trascurando cautelativamente il contributo stabilizzante del montante, gli effetti di instabilità globali sono valutati considerando il solo elemento orizzontale (A.1) ed assimilandolo ad una colonna incastrata su spalla e libera in testa (vedi "Pianta" in figura).

Cautelativamente, il coefficiente riduttivo χ calcolato per l'elemento A.1 è considerato anche nella verifica dell'elemento A.2.

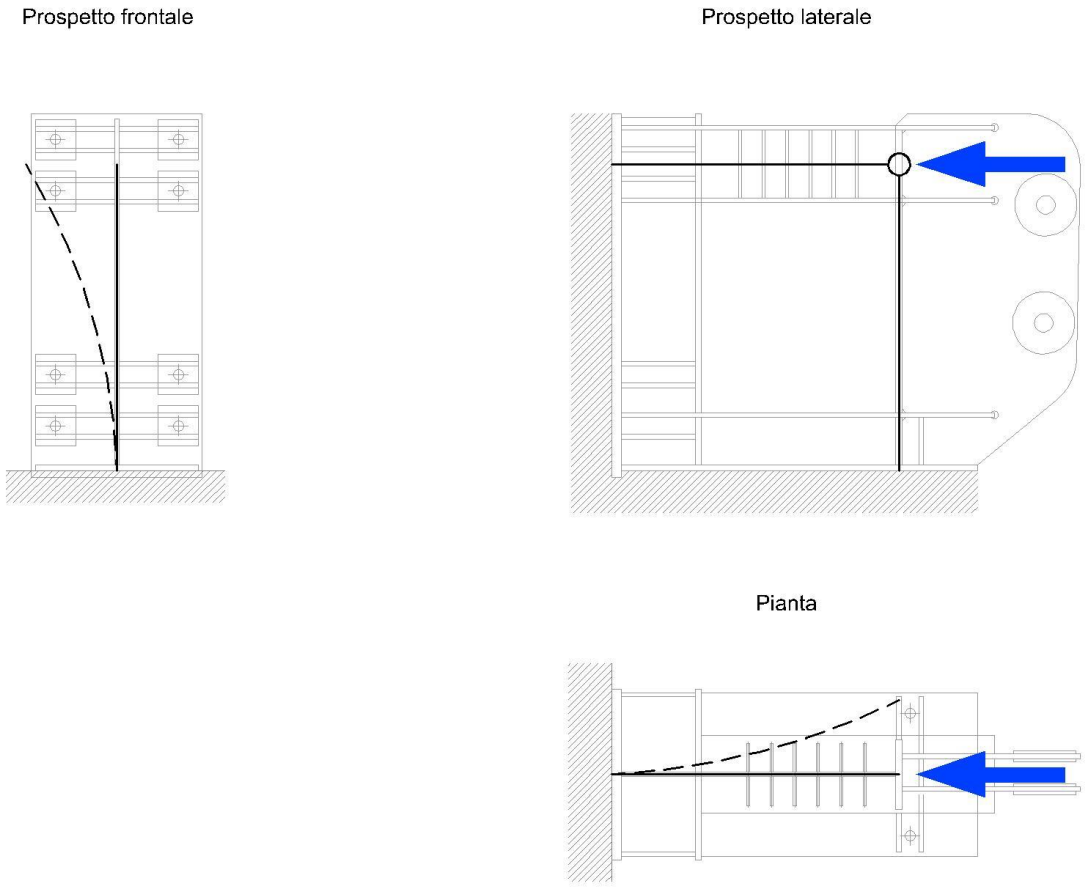

Figura 20 – Schema di vincolo elemento A

Step 1 – Calcolo coefficienti riduttivi per instabilità torsionale (se presente)

STRUTTURE IN ACCIAIO - Stabilità flessotorsionale

(rif. NTC2008 par.4.2.4.1.3.2 + Circ.N.618)

Elemento	[-]	A.2	B	C.1.1	
L_{CR}	[mm]	4000	2000	1525	Luce di libera inflessione trasversale
E_s	[N/mm^2]	2.100E+05	2.100E+05	2.100E+05	Modulo elastico
G_s	[N/mm^2]	8.077E+04	8.077E+04	8.077E+04	Modulo di taglio
I_y	[mm^4]	1.067E+07	6.250E+08	3.200E+08	Inerzia "fuori piano" del profilo
I_T	[mm^4]	4.267E+07	1.611E+07	8.640E+06	Inerzia torsionale
ψ	[-]	1.750	1.750	1.750	vedi NTC2008
M_{cr}	[kNm]	3819	35923	24688	Momento critico
W	[mm^3]	1.333E+07	1.477E+07	1.477E+07	Modulo di resistenza
f_{yk}	[N/mm^2]	355	330	330	Tensione di snervamento
λ_{LT}	[-]	1.1133	0.3684	0.4444	Snellezza adimensionale
k_c	[-]	1.00	1.00	1.00	Vedi NTC2008
f	[-]	1.000	1.000	1.000	Vedi NTC2008
α_{LT}	[-]	0.760	0.490	0.490	Vedi NTC2008
ϕ_{LT}	[-]	1.4668	0.6091	0.6586	Vedi NTC2008
χ_{LT}	[-]	0.4129	0.9139	0.8736	Vedi NTC2008

Step 2 – Verifica a presso/tenso-flessione

STRUTTURE IN ACCIAIO - Verifica a presso/tenso-flessione

Elem.	**[-]**	**A.1**	**A.2**	**A.3**	**A.4**	**B**	**C.1.1**	**C.1.2**	
L_0	[mm]	3500	-	-	-	-	1525	-	Lunghezza di libera inflessione
A	[mm^2]	4.320E+04	-	3.870E+04	2.000E+04	-	3.280E+04	-	Area
I	[mm^4]	6.250E+08	-	-	-	-	3.200E+08	-	Inerzia minima
W	[mm^3]	7.488E+06	1.333E+07	-	-	1.477E+07	5.877E+06	4.320E+07	Modulo resistente
ρ	[mm]	120	-	-	-	-	99	-	Raggio giratore d'inerzia
f_{yk}	[N/mm^2]	293	355	355	355	330	355	355	Tensione caratteristica di snervame
E_s	[N/mm^2]	2.100E+05	2.100E+05	2.100E+05	2.100E+05	2.100E+05	2.100E+05	2.100E+05	Modulo elastico
N_{cr}	[kN]	105746	-	-	-	-	285187	-	Carico critico euleriano
λ	[-]	0.3460	-	-	-	-	0.2021	-	vedi NTC2008
α	[-]	0.49	-	-	-	-	0.49	-	vedi NTC2008
ϕ	[-]	0.5956	-	-	-	-	0.5209	-	vedi NTC2008
χ	[-]	0.9255	0.9255	-	-	-	0.9989	0.9989	vedi NTC2008
χ_{LT}	[-]	1.0000	0.4130	-	-	0.9140	0.8740	1.0000	vedi NTC2008
N_{Ed}	[kN]	3840		2160	1070		1500		Azione assiale sollecitante
M_{Ed}	[kNm]	966	1788			3148	1050	2550	Azione flettente sollecitante
N_{Rd}	[kN]	11157		13084	6762		11078		Azione assiale resistente
M_{Rd}	[kNm]	2014	1862			4243	1727	14606	Azione flettente resistente
Check	**[-]**	**0.824**	**0.960**	**0.165**	**0.158**	**0.742**	**0.743**	**0.175**	**< 1.00**

7.1.4 Elemento C2 – Stabilità a compressione

La resistenza del diaframma interno è associata alla stabilità del corrente HEB260, assimilato ad una colonna caricata assialmente. Cautelativamente si assume che tutte le azioni siano assorbite dal diaframma metallico ovvero si trascura la collaborazione con il cassone in c.a.p. (soletta e controsoletta).

La lunghezza di libera inflessione è valutata considerando un vincolo a cerniera all'estermità e il vincolo trasversale in mezzeria garantito dagli elementi di fissaggio intermedi a soletta e controsoletta.

Contributo di carico dovuto a precompressione

Tensione finale nella barra	$\sigma_{s,fin}$	=	600 N/mm^2
Area totale coppia barre	A_{sp}	=	2x1735 = 3470 mm^2
Azione di precompressione	N_{prec}	=	A_{sp} x $\sigma_{s,fin}$ =
		=	3470 x 600 / 1000 = 2082 kN

Contributo di carico dovuto ai carichi esterni

L'azione trasversale trasmessa al cassone è pari al taglio sulla traversa di collegamento (C.1). Con riferimento ai modelli di calcolo illustrati in precedenza, si ottine quanto segue.

Azione trasversale sul diaframma	$R_{y,D}$	=	0.328 x F_x = 0.328 x 6000 = 1968 kN
Azione trasversale sul singolo corrente	$R_{y,C}$	=	$R_{y,D}$ / 2 = 1968 / 2 = 984 kN

L'azione totale di progetto per il corrente vale pertanto:

N_{sd} = 2082 + 984 = 3066 kN

Elemento	**[-]**	**C.2**	
Corrente	**[-]**	**HEB260**	
L_0	[mm]	2250	Lunghezza di libera inflessione
A	[mm^2]	1.184E+04	Area
I	[mm^4]	5.135E+07	Inerzia minima
ρ	[mm]	66	Raggio giratore d'inerzia
f_{yk}	[N/mm^2]	355	Tensione caratteristica di snervame
E_s	[N/mm^2]	2.100E+05	Modulo elastico
N_{cr}	[kN]	21023	Carico critico euleriano
N_{ed}	[kN]	3066	Azione sollecitante
λ	[-]	0.4471	vedi NTC2008
α	[-]	0.49	vedi NTC2008
ϕ	[-]	0.6605	vedi NTC2008
χ	[-]	0.8721	vedi NTC2008
N_{Rd}	**[kN]**	**3491**	Azione assiale resistente
F_S	[-]	**1.14**	Coefficiente di sicurezza
		OK	*Verifica*

7.1.5 Viadotto esistente – Connessione a taglio su cassone

La resistenza a taglio della sezione è assimilata a quella di una ripresa di getto tra superfici lisce, valutata in accordo all'EC2 Par.6.2.5.

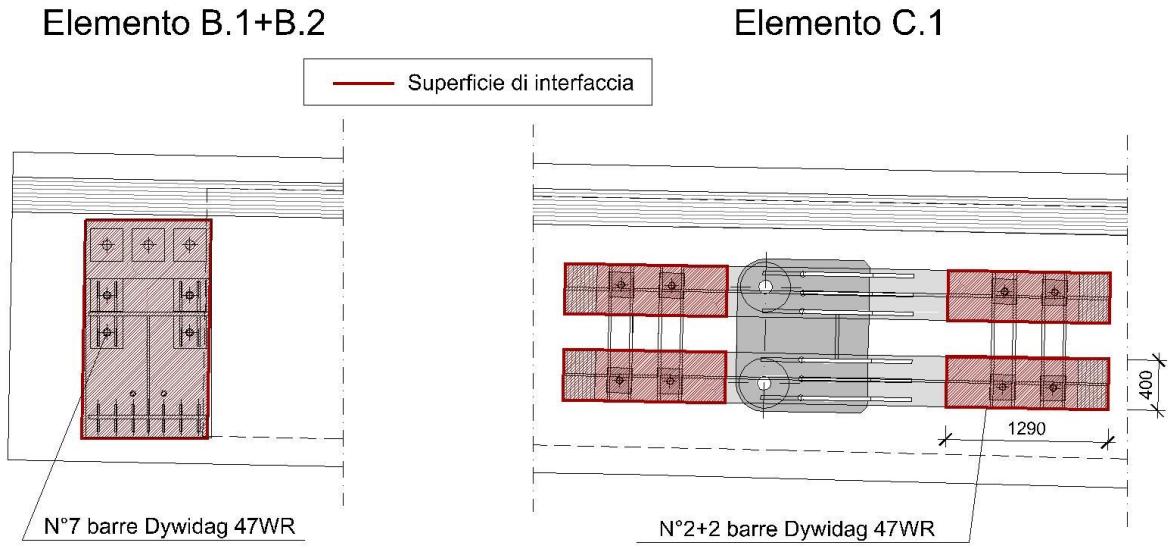

Figura 21 – Caratteristiche connessioni su Clarea

RESISTENZA A TAGLIO GETTI ESEGUITI IN FASI DIFFERENTI (EC2 par. 6.2.5)

Elemento	**[-]**	**B su Clarea**	**C.1 su Clarea**	
L	[mm]	1700	5160	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	1000	400	Larghezza superficie di contatto
Tipo superficie	[-]	L	L	ML=molto liscia, L=liscia, S=scabra, D=dentata
c	[-]	0.00	0.00	Vedi EC2 par 6.2.5
μ	[-]	0.60	0.60	Vedi EC2 par 6.2.5
R_{ck}	[N/mm^2]	45	45	Resistenza cubica del calcestruzzo (minima)
f_{ck}	[N/mm^2]	37.35	37.35	Resistenza cilindrica del calcestruzzo (minima)
f_{ctk}	[N/mm^2]	2.35	2.35	Resistenza caratteristica a trazione
f_{ctd}	[N/mm^2]	1.56	1.56	Resistenza di progetto a trazione
f_{cd}	[N/mm^2]	21.2	21.2	Resistenza di progetto a compressione
N_{Sd}	[kN]	0	0	Azione assiale concomitante
σ_n	[N/mm^2]	0.0	0.0	Sforzo assiale concomitante
A_s	[mm^2]	12145	13880	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	7.144E-03	6.725E-03	Rapporto geometrico di armatura
f_{yd}	[N/mm^2]	826.1	826.1	Tensione di snervamento di progetto
α	[°]	90	90	Angolo armatura - interfaccia
α	[rad]	1.571	1.571	Angolo armatura - interfaccia
ν	[-]	0.510	0.510	Vedi EC2 par 6.2.5
$v_{Rdi,1}$	[N/mm^2]	3.54	3.33	Tensione tagliante resistente calcolata
$v_{Rdi,2}$	[N/mm^2]	5.40	5.40	Tensione tagliante resistente massima
v_{Rdi}	[N/mm^2]	3.54	3.33	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	**[kN]**	**6020**	**6880**	**Azione tagliante resistente di progetto**
V_{Sdi}	**[kN]**	**3148**	**6000**	**Azione tagliante sollecitante di progetto**
F_S	**[-]**	**1.91**	**1.15**	**Coefficiente di sicurezza**

7.1.6 Viadotto esistente – Connessione su spalla

Si verifica la resistenza sezionale degli elementi di collegamento.

Barre orizzontali
(connessione superiore)

Massima azione di trazione (rif. Par.6.1)	N_{Sd}	=	0.640 x Fx = 0.640 x 6000 = 3840 kN
Armatura di collegamento			N.4 barre Dywidag 47 WR
Sezione resistente	A_s	=	4 x 1735 = 6940 mm^2
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	950 / 1.15 = 826 N/mm^2
Azione resistente	N_{Rd}	=	f_{yd} x A_s = 826 x 6940 /1000 =
		=	5732 kN
Coefficiente di sicurezza	F_S	=	N_{Rd} / N_{Sd} = 5732 / 3840 = 1.49 > 1.00

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Barre verticali

Massima azione di trazione (rif. Par.6.1)	N_{Sd}	=	0.660 x Fz = 0.660 x 3148 = 2078 kN
Armatura di collegamento			N.2 barre Dywidag 47 WR
Sezione resistente	A_s	=	2 x 1735 = 3470 mm^2
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	950 / 1.15 = 826 N/mm^2
Azione resistente	N_{Rd}	=	f_{yd} x A_s = 826 x 3470 /1000 =
		=	2866 kN
Coefficiente di sicurezza	F_S	=	N_{Rd} / N_{Sd} = 2866 / 2078 = 1.38 > 1.00

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.1.7 Viadotto esistente – Muri d'ala

La resistenza a carichi orizzontali dei muri d'ala è valutata in accordo allo schema "tirante – puntone" mostrato in figura.

Con riferimento ai disegni di progetto/contabilità, si considera la seguente armatura verticale:

- acciaio: FeB 44k
- armatura verticale: 1ϕ20/25 + 1ϕ26/25

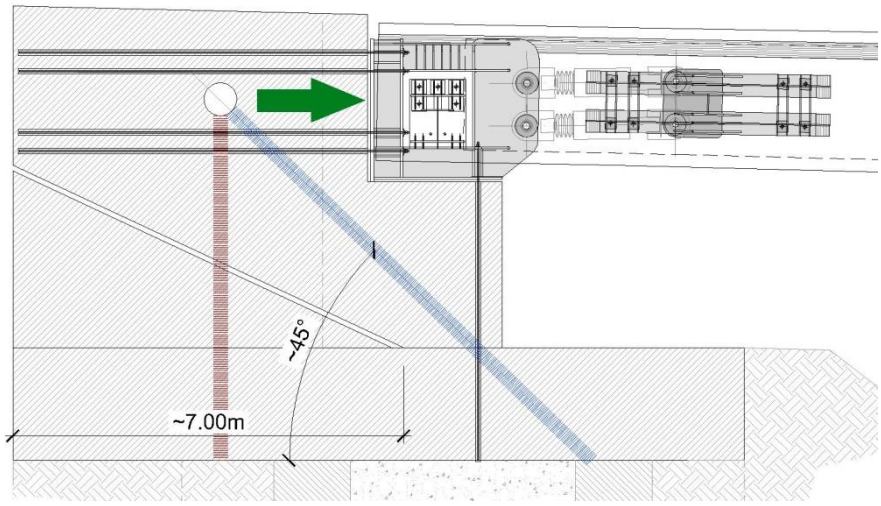

Figura 22 – Modello limite di calcolo

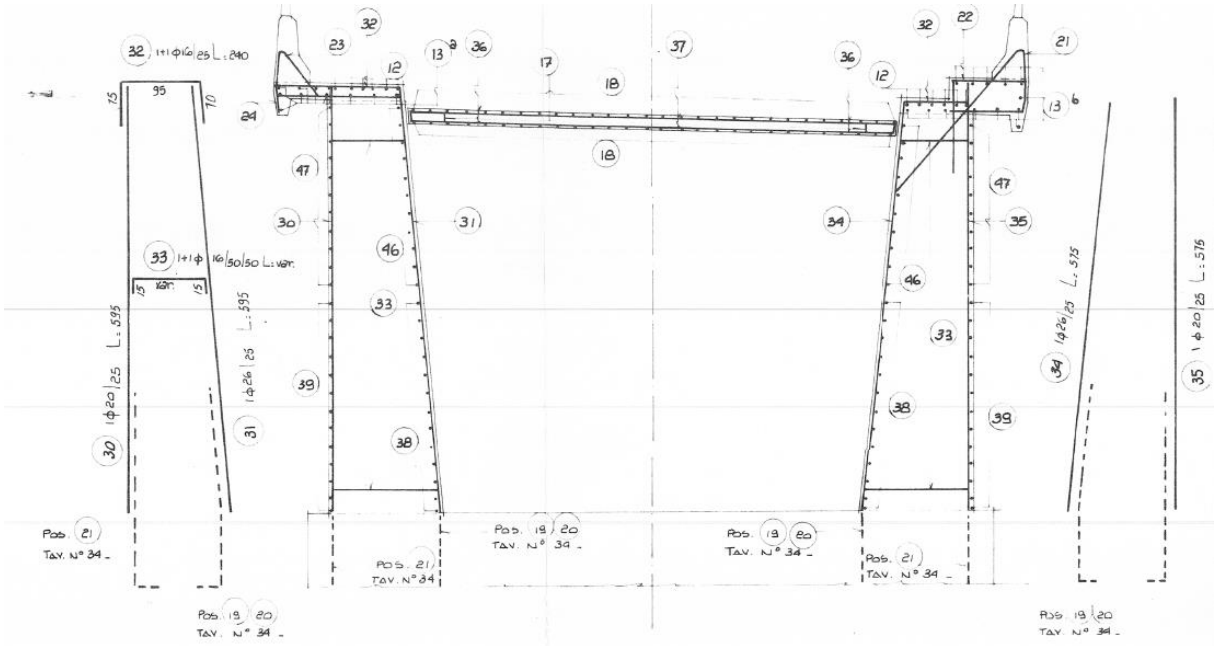

Figura 23 – Stralcio elaborato d'archivio

Massima azione longitudinale sollecitante	H_{Sd}	=	12000 kN
Inclinazione puntone	θ	=	45°
Massima azione verticale sollecitante	V_{Sd}	=	12000 kN
Armatura di calcolo	$A_{s'}$	=	$1\phi 20/25 + 1/\phi 26/25$ =
(x1m, x1 muro)		=	314/0.25 + 531/0.25 = 3380 mm^2/m
Lunghezza di riferimento	L	=	7.000m
Armatura di calcolo (xL, x2 muri)	A_s	=	2 x $A_{s'}$ x L = 3380 x 7.000 = 47320 mm^2
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	430 / 1.15 = 373.9 N/mm^2
Azione resistente	H_{Rd}	=	f_{yd} x A_s = 373.9 x 47320 /1000 =
		=	17693 kN
Coefficiente di sicurezza	F_S	=	N_{Rd} / N_{Sd} = 17693 / 12000 = 1.47 > 1.00

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.2 **Spalla SP2 e 4**

7.2.1 Premessa

In tabella si riassumono le verifiche strutturali svolte per la spalla in esame.

Le verifiche numeriche sono esplicitate per la spalla SP4 in quanto soggetta ma maggiori forze di trazione.

Elemento	**Verifica**	**Stato limite**
A	Tenso/presso-flessione	SLU
B	Taglio	SLU
B	Tenso/presso-flessione	SLU
C	Taglio	SLU
C	Tenso/presso-flessione	SLU
Viadotto esistente	Collegamento a taglio su cassone	SLU
Viadotto esistente	Collegamento su spalla	SLU
Viadotto esistente	Resistenza muro frontale	SLU

7.2.2 Elementi B,C – Taglio (SLU)

Poiché i coefficienti di sicurezza riportati in tabella risultano superiori a 1.00, la verifica risulta soddisfatta.

In accordo a quanto previsto dalle norme di riferimento, si valuta l'eventuale riduzione della tensione di snervamento ($f_{y,red}$) da considerarsi nelle verifiche a presso/tenso-flessione.

STRUTTURE IN ACCIAIO - Controllo stabilità pannello a taglio

(rif. NTC2008 par.4.2.4.1.2)

Elemento	[-]	B.1	C	
h_w	[mm]	600	850	Altezza del pannello
t_w	[mm]	40.0	40.0	Spessore anima
ε	[-]	0.920	0.920	Coefficiente funzione del materiale impiegato
η	[-]	1.200	1.200	Vedi NTC2008
h_w / t_w	[-]	15.0	21.3	-
$h_w / t_{w\,(LIMIT)}$	[-]	55.2	55.2	$= 72/\eta \times \varepsilon$
CHECK	**[-]**	**OK**	**OK**	

STRUTTURE IN ACCIAIO - Resistenza pannelli a taglio

(rif. NTC2008 par.4.2.4.1.2)

Elemento	[-]	B.1	C	
A_v	[mm^2]	2.400E+04	3.400E+04	Area resistente a taglio
f_{yk}	[N/mm^2]	355	355	Tensione di snervamento
γ_{M0}	[-]	1.0500	1.0500	Coefficiente parziale sulla resistenza
$V_{c,Rd}$	**[kN]**	**4685**	**6637**	**Taglio resistente**
V_{Sd}	**[kN]**	**2949**	**4402**	**Taglio sollecitante**
F_S	**[-]**	**1.59**	**1.51**	**Coefficiente di sicurezza**

ρ	[-]	0.067	0.107	Coefficiente riduttivo per interazione N+M+V
$f_{y,red}$	**[N/mm^2]**	**331.2**	**317.2**	**Snervamento ridotto da considerare nelle verifiche N+M**

7.2.3 Elementi A,B,C – Presso/Tenso-flessione (SLU)

La verifica è svolta considerando assumendo tutte sezioni in *Classe 3* ovvero i piatti garantiscono requisiti minimi tali da impedire l'instabilità locale dei pannelli.

Per quanto riguarda invece gli effetti di instabilità globale, si tiene in conto della sola instabilità flessotorsionale per l'elemento B.1 e C.

Step 1 – Calcolo coefficienti riduttivi per instabilità torsionale (se presente)

STRUTTURE IN ACCIAIO - Stabilità flessotorsionale

(rif. NTC2008 par.4.2.4.1.3.2 + Circ.N.618)

Elemento	[-]	B.1	C	
L_{CR}	[mm]	2020	1800	Luce di libera inflessione trasversale
E_s	[N/mm^2]	2.100E+05	2.100E+05	Modulo elastico
G_s	[N/mm^2]	8.077E+04	8.077E+04	Modulo di taglio
I_y	[mm^4]	8.333E+08	8.333E+08	Inerzia "fuori piano" del profilo
I_T	[mm^4]	3.243E+07	3.776E+07	Inerzia torsionale
ψ	[-]	1.750	1.750	vedi NTC2008
M_{cr}	[kNm]	58268	70562	Momento critico
W	[mm^3]	1.203E+07	1.903E+07	Modulo di resistenza
f_{yk}	[N/mm^2]	355	355	Tensione di snervamento
λ_{LT}	[-]	0.2708	0.3094	Snellezza adimensionale
k_c	[-]	1.00	1.00	Vedi NTC2008
f	[-]	1.000	1.000	Vedi NTC2008
α_{LT}	[-]	0.760	0.760	Vedi NTC2008
ϕ_{LT}	[-]	0.5635	0.5895	Vedi NTC2008
χ_{LT}	[-]	0.9454	0.9165	Vedi NTC2008

Step 2 – Verifica a presso/tenso-flessione

STRUTTURE IN ACCIAIO - Verifica a presso/tenso-flessione

Elem.	**[-]**	**A**	**B.1**	**B.2**	**B.3**	**C**	
L_0	[mm]	3500	-	-	-	-	Lunghezza di libera inflessione
A	[mm^2]	2.580E+04	-	4.890E+04	5.580E+04	-	Area
I	[mm^4]	3.975E+08	-	-	-	-	Inerzia minima
W	[mm^3]	1.849E+06	1.203E+07	-	-	1.903E+07	Modulo resistente
ρ	[mm]	-	-	-	-	-	Raggio giratore d'inerzia
f_{yk}	[N/mm^2]	355	355	355	355	355	Tensione caratteristica di snervame
E_s	[N/mm^2]	2.100E+05	2.100E+05	2.100E+05	2.100E+05	2.100E+05	Modulo elastico
N_{cr}	[kN]	-	-	-	-	-	Carico critico euleriano
λ	[-]	-	-	-	-	-	vedi NTC2008
α	[-]	-	-	-	-	-	vedi NTC2008
ϕ	[-]	-	-	-	-	-	vedi NTC2008
χ	[-]	-	-	-	-	-	vedi NTC2008
χ_{LT}	[-]	1.0000	0.9450	-	-	0.9170	vedi NTC2008
N_{Ed}	[kN]	2729		2729	2950		Azione assiale sollecitante
M_{Ed}	[kNm]	321	2113			3961	Azione flettente sollecitante
N_{Rd}	[kN]	8723		16533	18866		Azione assiale resistente
M_{Rd}	[kNm]	625	3845			5900	Azione flettente resistente
Check	**[-]**	**0.826**	**0.550**	**0.165**	**0.156**	**0.671**	**< 1.00**

7.2.4 Viadotto esistente – Connessione a taglio su cassone e spalla

La resistenza a taglio della sezione è assimilata a quella di una ripresa di getto tra superfici lisce, valutata in accordo all'EC2 Par.6.2.5.

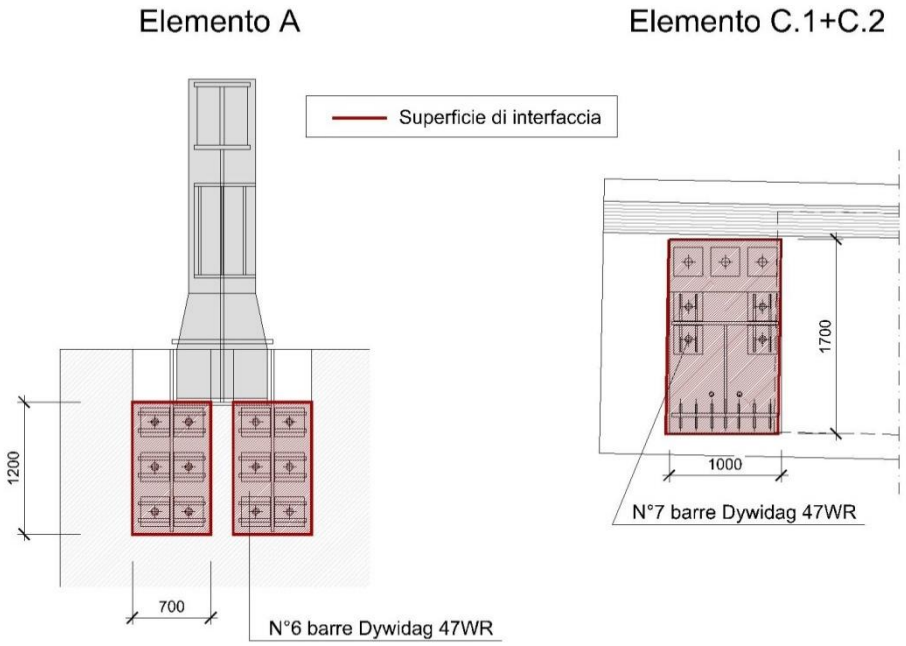

Figura 24 – Caratteristiche connessioni su Clarea

RESISTENZA A TAGLIO GETTI ESEGUITI IN FASI DIFFERENTI (EC2 par. 6.2.5)

Elemento	[-]	A su Clarea	C su Clarea	
L	[mm]	1200	1000	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	1400	1700	Larghezza superficie di contatto
Tipo superficie	[-]	L	L	ML=molto liscia, L=liscia, S=scabra, D=dentata
c	[-]	0.00	0.00	Vedi EC2 par 6.2.5
μ	[-]	0.60	0.60	Vedi EC2 par 6.2.5
R_{ck}	[N/mm^2]	25	45	Resistenza cubica del calcestruzzo (minima)
f_{ck}	[N/mm^2]	20.75	37.35	Resistenza cilindrica del calcestruzzo (minima)
f_{ctk}	[N/mm^2]	1.59	2.35	Resistenza caratteristica a trazione
f_{ctd}	[N/mm^2]	1.06	1.56	Resistenza di progetto a trazione
f_{cd}	[N/mm^2]	11.8	21.2	Resistenza di progetto a compressione
N_{Sd}	[kN]	0	0	Azione assiale concomitante
σ_n	[N/mm^2]	0.0	0.0	Sforzo assiale concomitante
A_s	[mm^2]	20820	12145	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	1.239E-02	7.144E-03	Rapporto geometrico di armatura
f_{yd}	[N/mm^2]	826.1	826.1	Tensione di snervamento di progetto
α	[°]	90	90	Angolo armatura - interfaccia
α	[rad]	1.571	1.571	Angolo armatura - interfaccia
ν	[-]	0.550	0.510	Vedi EC2 par 6.2.5
$v_{Rdi,1}$	[N/mm^2]	6.14	3.54	Tensione tagliante resistente calcolata
$v_{Rdi,2}$	[N/mm^2]	3.23	5.40	Tensione tagliante resistente massima
v_{Rdi}	[N/mm^2]	3.23	3.54	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	**[kN]**	**5434**	**6020**	**Azione tagliante resistente di progetto**
V_{Sdi}	**[kN]**	**2729**	**4402**	**Azione tagliante sollecitante di progetto**
F_S	**[-]**	**1.99**	**1.37**	**Coefficiente di sicurezza**

7.2.5 Viadotto esistente – Connessione su spalla

Si verifica la resistenza sezionale degli elementi di collegamento.

Barre verticali

Massima azione di trazione (rif. Par.6.1)	N_{Sd}	=	0.670 x Fz = 0.670 x 4402 = 2949 kN
Armatura di collegamento			N.4 barre Dywidag 47 WR
Sezione resistente	A_s	=	4 x 1735 = 3470 mm^2
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	950 / 1.15 = 826 N/mm^2
Azione resistente	N_{Rd}	=	f_{yd} x A_s = 826 x 6940 /1000 =
		=	5732 kN
Coefficiente di sicurezza	F_S	=	N_{Rd} / N_{Sd} = 5732 / 2949 = 1.94 > 1.00

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.2.6 Viadotto esistente – Muri frontali

Si verifica la resistenza "a strappo" della testa del muro, considerando cautelativamente un meccanismo resistente "locale" associato ad una rottura superficiale del fronte (vedi figura).

Con riferimento ai disegni di progetto/contabilità, si considera la seguente armatura verticale:

- acciaio: FeB 44k
- armatura verticale: 1ϕ26/25

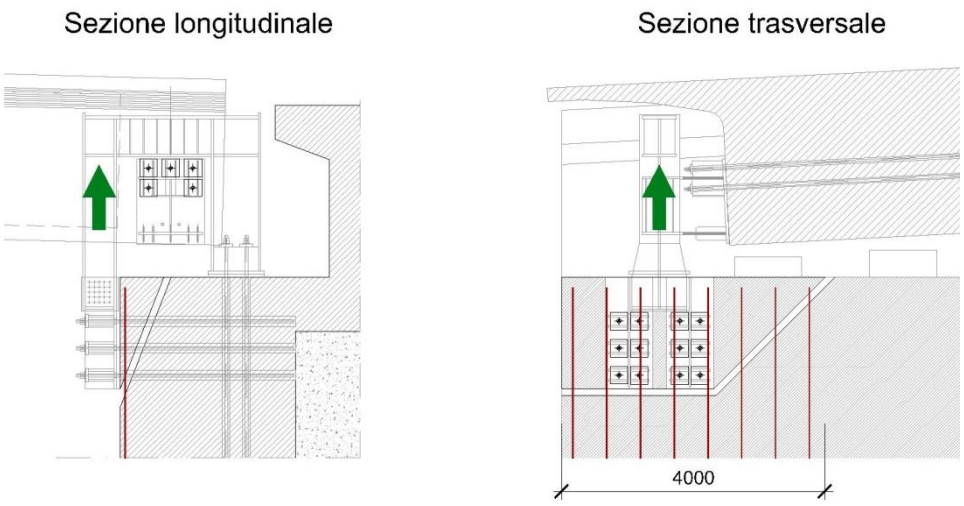

Figura 25 – Modello limite di calcolo

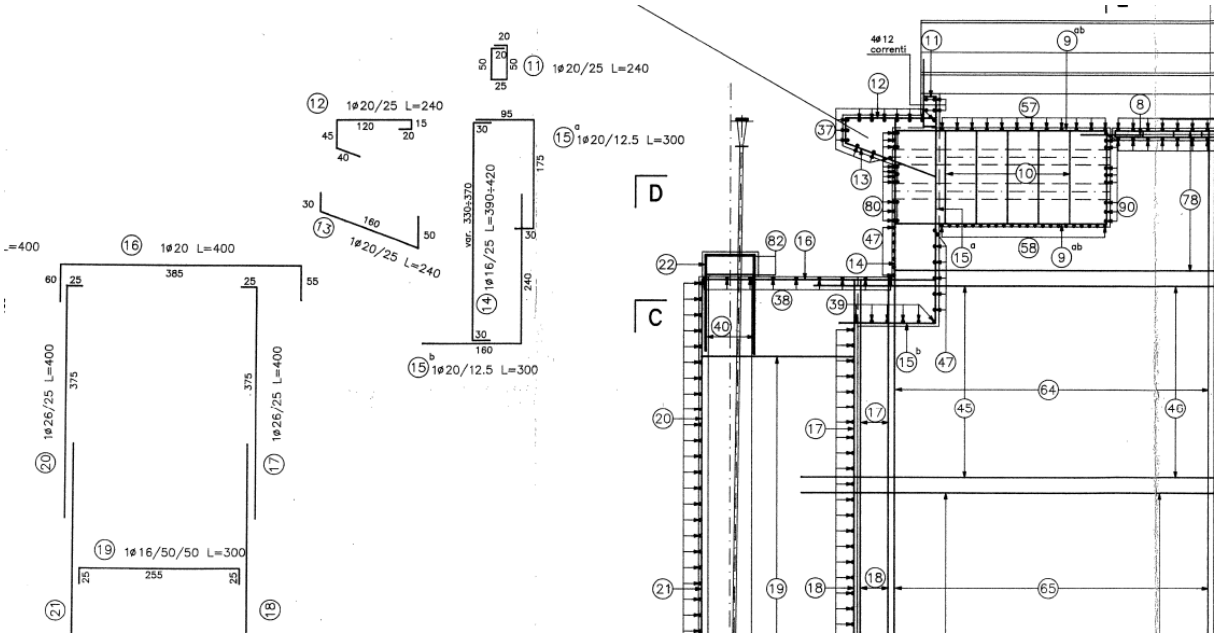

Figura 26 – Stralcio elaborato d'archivio

Massima azione verticale sollecitante	V_{Sd}	=	2701 kN
Armatura di calcolo (x1m, x1 muro)	$A_{s'}$	=	$1/\phi 26/25 = 531/0.25 = 2124$ mm^2/m
Lunghezza di riferimento	L	=	4.000m
Armatura di calcolo (xL, x1 muri)	A_s	=	$1 \times A_{s'} \times L = 2124 \times 4.000 = 8496$ mm^2
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	$430 / 1.15 = 373.9$ N/mm^2
Azione resistente	H_{Rd}	=	$f_{yd} \times A_s = 373.9 \times 8496 /1000 =$
		=	3177 kN
Coefficiente di sicurezza	F_S	=	$N_{Rd} / N_{Sd} = 3177 / 2701 = 1.18 > 1.00$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.3 **Spalla SP3**

7.3.1 Premessa

In tabella si riassumono le verifiche strutturali svolte per la spalla in esame.

Elemento	**Verifica**	**Stato limite**
A	Trazione	SLU
B	Taglio	SLU
B	Tenso/presso-flessione	SLU
C	Taglio	SLU
C	Tenso/presso-flessione	SLU
Telaio di contrasto	Tiranti e puntoni	SLU
Rinforzo controsoletta viadotto	Tiranti e puntoni	SLU
Viadotto esistente	Collegamento a taglio su cassone	SLU
Viadotto esistente	Collegamento su spalla	SLU

7.3.2 Elementi B,C – Taglio (SLU)

Poiché i coefficienti di sicurezza riportati in tabella risultano superiori a 1.00, la verifica risulta soddisfatta.

In accordo a quanto previsto dalle norme di riferimento, si valuta l'eventuale riduzione della tensione di snervamento ($f_{y,red}$) da considerarsi nelle verifiche a presso/tenso-flessione.

STRUTTURE IN ACCIAIO - Controllo stabilità pannello a taglio

(rif. NTC2008 par.4.2.4.1.2)

Elemento	[-]	B	C	
h_w	[mm]	2000	1325	Altezza del pannello
t_w	[mm]	40.0	40.0	Spessore anima
ε	[-]	0.920	0.920	Coefficiente funzione del materiale impiegato
η	[-]	1.200	1.200	Vedi NTC2008
h_w / t_w	[-]	50.0	33.1	-
$h_w / t_{w\,(LIMIT)}$	[-]	55.2	55.2	= 72/η x ε
CHECK	**[-]**	**OK**	**OK**	

STRUTTURE IN ACCIAIO - Resistenza pannelli a taglio

(rif. NTC2008 par.4.2.4.1.2)

Elemento	[-]	B	C	
A_v	[mm^2]	1.600E+05	5.300E+04	Area resistente a taglio
f_{yk}	[N/mm^2]	355	355	Tensione di snervamento
γ_{M0}	[-]	1.0500	1.0500	Coefficiente parziale sulla resistenza
$V_{c,Rd}$	**[kN]**	**31233**	**10346**	**Taglio resistente**
V_{Sd}	**[kN]**	**3000**	**3589**	**Taglio sollecitante**
F_S	**[-]**	**10.41**	**2.88**	**Coefficiente di sicurezza**

ρ	[-]	0.000	0.000	Coefficiente riduttivo per interazione N+M+V
$f_{y,red}$	**[N/mm^2]**	**355.0**	**355.0**	**Snervamento ridotto da considerare nelle verifiche N+M**

7.3.3 Elementi A,B,C – Presso/Tenso-flessione (SLU)

La verifica è svolta considerando assumendo tutte sezioni in *Classe 3* ovvero i piatti garantiscono requisiti minimi tali da impedire l'instabilità locale dei pannelli.

Per quanto riguarda invece gli effetti di instabilità globale, si tiene in conto della sola instabilità flessotorsionale per l'elemento C.

Step 1 – Calcolo coefficienti riduttivi per instabilità torsionale (se presente)

STRUTTURE IN ACCIAIO - Stabilità flessotorsionale

(rif. NTC2008 par.4.2.4.1.3.2 + Circ.N.618)

Elemento	[-]	C	
L_{CR}	[mm]	2800	Luce di libera inflessione trasversale
E_s	[N/mm^2]	2.100E+05	Modulo elastico
G_s	[N/mm^2]	8.077E+04	Modulo di taglio
I_y	[mm^4]	1.143E+09	Inerzia "fuori piano" del profilo
I_T	[mm^4]	3.200E+07	Inerzia torsionale
ψ	[-]	1.750	vedi NTC2008
M_{cr}	[kNm]	48913	Momento critico
W	[mm^3]	3.332E+07	Modulo di resistenza
f_{yk}	[N/mm^2]	355	Tensione di snervamento
λ_{LT}	[-]	0.4918	Snellezza adimensionale
k_c	[-]	1.00	Vedi NTC2008
f	[-]	1.000	Vedi NTC2008
α_{LT}	[-]	0.760	Vedi NTC2008
ϕ_{LT}	[-]	0.7318	Vedi NTC2008
χ_{LT}	[-]	0.7851	Vedi NTC2008

Step 2 – Verifica a presso/tenso-flessione

STRUTTURE IN ACCIAIO - Verifica a presso/tenso-flessione

Elem.	[-]	A	B	C	
L_0	[mm]	-	-	-	Lunghezza di libera inflessione
A	[mm^2]	6.000E+04	4.800E+04	-	Area
I	[mm^4]	-	1.440E+09	-	Inerzia minima
W	[mm^3]	-	4.800E+06	3.332E+07	Modulo resistente
ρ	[mm]	-	-	-	Raggio giratore d'inerzia
f_{yk}	[N/mm^2]	355	355	355	Tensione caratteristica di snervamento
E_s	[N/mm^2]	2.100E+05	2.100E+05	2.100E+05	Modulo elastico
N_{cr}	[kN]	-	-	-	Carico critico euleriano
λ	[-]	-	-	-	vedi NTC2008
α	[-]	-	-	-	vedi NTC2008
ϕ	[-]	-	-	-	vedi NTC2008
χ	[-]	-	-	-	vedi NTC2008
χ_{LT}	[-]	-	1.0000	0.7850	vedi NTC2008
N_{Ed}	[kN]	3000	3000		Azione assiale sollecitante
M_{Ed}	[kNm]		930	5025	Azione flettente sollecitante
N_{Rd}	[kN]	20286	16229		Azione assiale resistente
M_{Rd}	[kNm]		1623	8844	Azione flettente resistente
Check	**[-]**	**0.148**	**0.758**	**0.568**	**< 1.00**

7.3.4 Telaio di contrasto – Tiranti e puntoni

Si verifica il nuovo telaio di contrasto secondo il modello limite "tirante – puntone" illustrato in figura, in accordo a quanto previsto dall'EC2 Par. 6.5, cui si rimanda per eventuali dettagli e simboli.

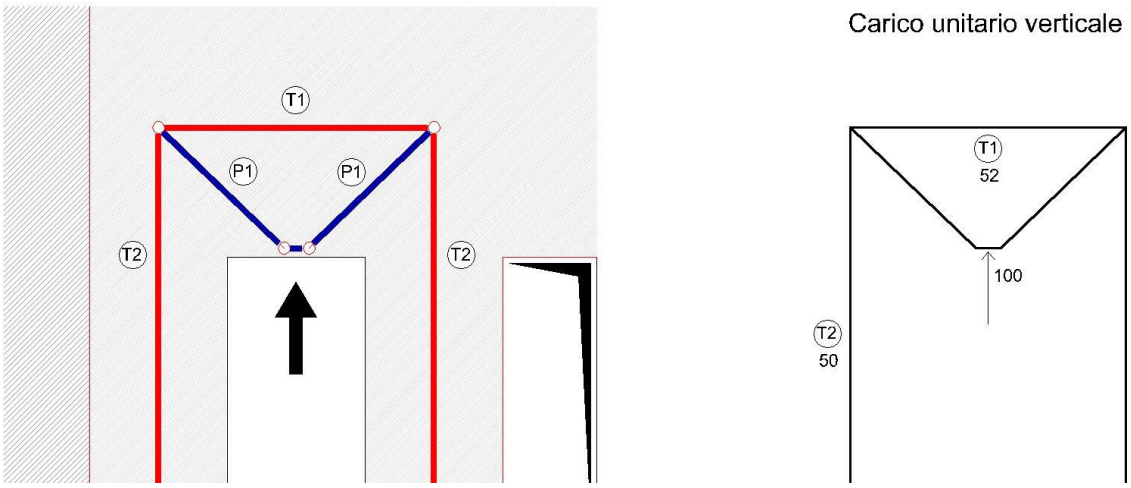

Figura 27 – Schema resistente "tirante-puntone"

Tirante orizzontale T1

Massima azione sollecitante	N_{sd}	=	0.520x3589 = 1866 kN
Numero totale di barre	n	=	24ϕ26
Area acciaio singola barre	$A_{s(x1)}$	=	531 mm^2
Area acciaio totale	A_s	=	n x $A_{s(x1)}$ = 24 x 531 = 12744 mm^2
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	450/1.150 = 391 N/mm^2
Azione massima resistente	N_{rd}	=	12744 x 391 / 1000 = 4983 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	4983 / 1866 = 2.67 > 1.00

Tirante verticale T2

Massima azione sollecitante	N_{sd}	=	0.500x3589 = 1795 kN
Numero totale di barre	n	=	12ϕ26
Area acciaio singola barre	$A_{s(x1)}$	=	531 mm^2
Area acciaio totale	A_s	=	n x $A_{s(x1)}$ = 12 x 531 = 6372 mm^2
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	450/1.150 = 391 N/mm^2
Azione massima resistente	N_{rd}	=	6372 x 391 / 1000 = 2491 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	2491 / 1795 = 1.39 > 1.00

7.3.5 Rinforzo controsoletta cassone – Tiranti e puntoni

Si verifica il nuovo telaio di contrasto secondo il modello limite "tirante – puntone" illustrato in figura, in accordo a quanto previsto dall'EC2 Par. 6.5, cui si rimanda per eventuali dettagli e simboli.

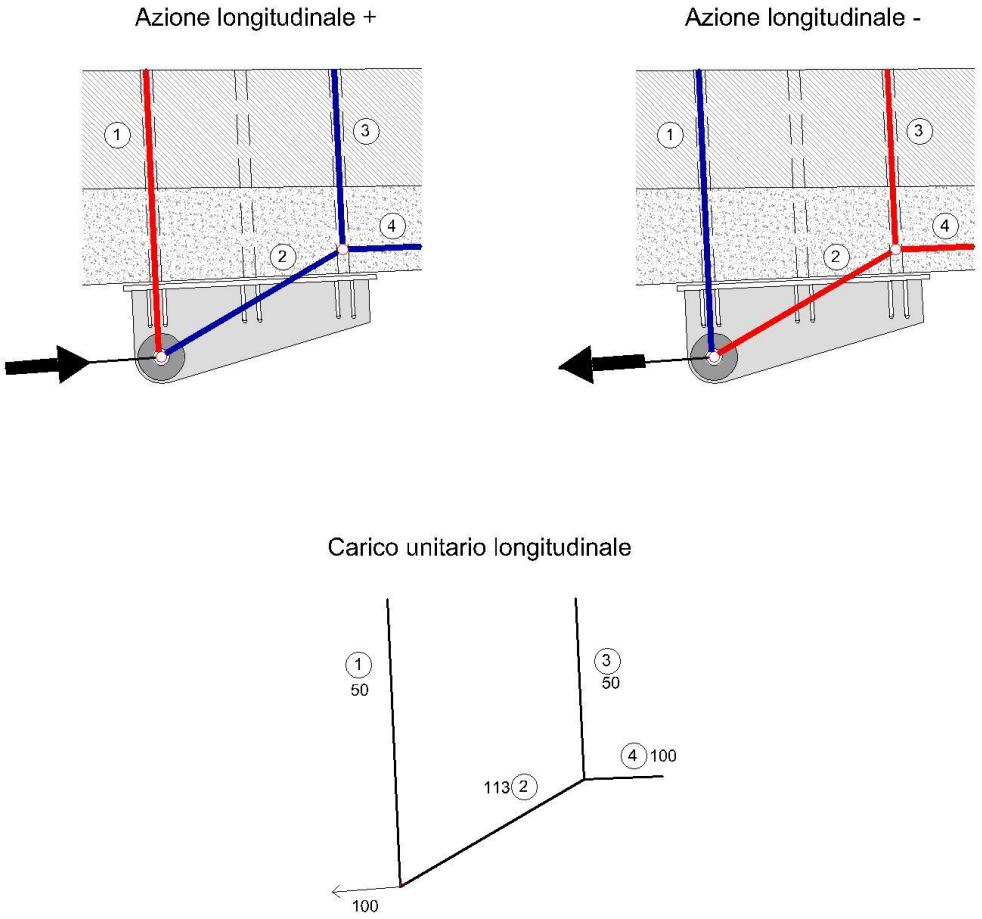

Figura 28 – Schema di ripartizione delle azioni sull'elemento di rinforzo

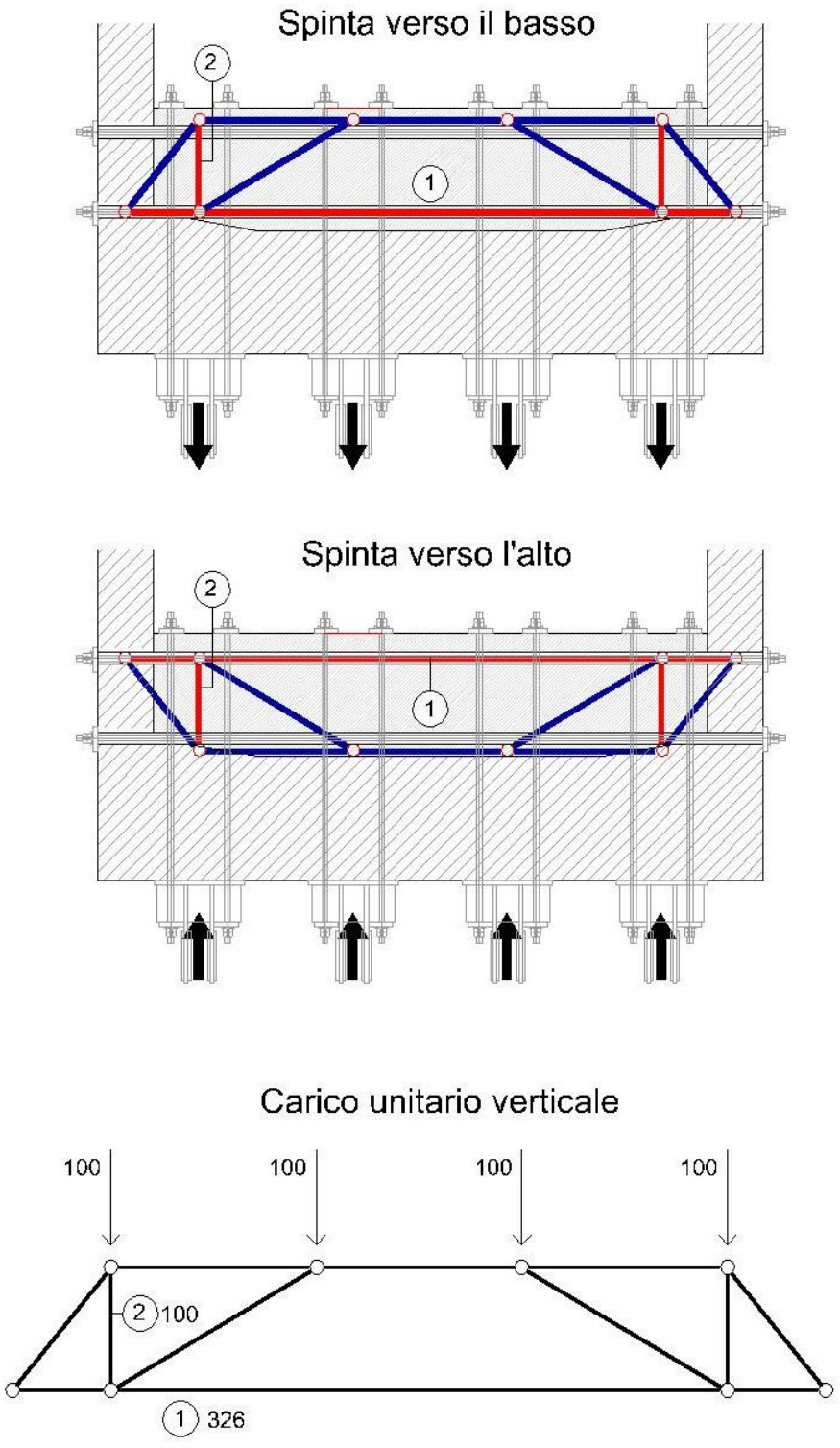

Figura 29 – Schema resistente “tirante-puntone”

Tirante orizzontale T1

Cautelativamente si trascura il contributo delle armature lente

Massima azione sollecitante	N_{sd}	=	0.50x3.26x3000 = 4890 kN
Numero totale di barre	n	=	4
Area acciaio singola barre	$A_{s(x1)}$	=	1735 mm^2
Area acciaio totale	A_s	=	n x $A_{s(x1)}$ = 4 x 1735 = 6940 mm^2
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	950/1.150 = 826 N/mm^2
Azione massima resistente	N_{rd}	=	6940 x 826 / 1000 = 5732 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	5732 / 4890 = 1.17 > 1.00

Tirante verticale T2

Massima azione sollecitante	N_{sd}	=	0.50x1.00x3000 = 1500 kN
Numero totale di barre	n	=	20+20ϕ26
Area acciaio singola barre	$A_{s(x1)}$	=	531 mm^2
Area acciaio totale	A_s	=	n x $A_{s(x1)}$ = 40 x 531 = 21240 mm^2
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	450/1.150 = 391 N/mm^2
Azione massima resistente	N_{rd}	=	21240 x 391 / 1000 = 8305 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	8305 / 1500 = 5.54 > 1.00

7.3.6 Viadotto esistente – Connessione a taglio su cassone e spalla

La resistenza a taglio della sezione è assimilata a quella di una ripresa di getto tra superfici lisce, valutata in accordo all'EC2 Par.6.2.5.

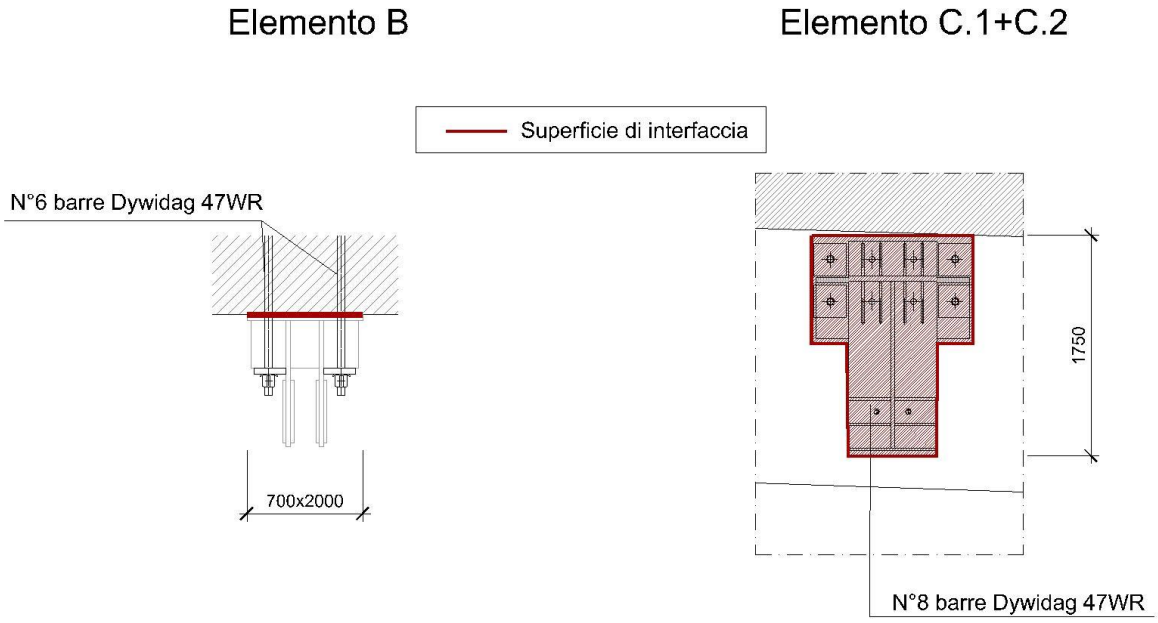

Figura 30 – Caratteristiche connessioni su Clarea

RESISTENZA A TAGLIO GETTI ESEGUITI IN FASI DIFFERENTI (EC2 par. 6.2.5)

Elemento	**[-]**	**B su Clarea**	**C su Clarea**	
L	[mm]	2000	700	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	700	1750	Larghezza superficie di contatto
Tipo superficie	[-]	L	L	ML=molto liscia, L=liscia, S=scabra, D=dentata
c	[-]	0.00	0.00	Vedi EC2 par 6.2.5
μ	[-]	0.60	0.60	Vedi EC2 par 6.2.5
R_{ck}	[N/mm^2]	45	45	Resistenza cubica del calcestruzzo (minima)
f_{ck}	[N/mm^2]	37.35	37.35	Resistenza cilindrica del calcestruzzo (minima)
f_{ctk}	[N/mm^2]	2.35	2.35	Resistenza caratteristica a trazione
f_{ctd}	[N/mm^2]	1.56	1.56	Resistenza di progetto a trazione
f_{cd}	[N/mm^2]	21.2	21.2	Resistenza di progetto a compressione
N_{Sd}	[kN]	0	0	Azione assiale concomitante
σ_n	[N/mm^2]	0.0	0.0	Sforzo assiale concomitante
A_s	[mm^2]	10410	13880	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	7.436E-03	1.133E-02	Rapporto geometrico di armatura
f_{yd}	[N/mm^2]	826.1	826.1	Tensione di snervamento di progetto
α	[°]	90	90	Angolo armatura - interfaccia
α	[rad]	1.571	1.571	Angolo armatura - interfaccia
ν	[-]	0.510	0.510	Vedi EC2 par 6.2.5
$v_{Rdi,1}$	[N/mm^2]	3.69	5.62	Tensione tagliante resistente calcolata
$v_{Rdi,2}$	[N/mm^2]	5.40	5.40	Tensione tagliante resistente massima
v_{Rdi}	[N/mm^2]	3.69	5.40	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	**[kN]**	**5160**	**6616**	**Azione tagliante resistente di progetto**
V_{Sdi}	**[kN]**	**3000**	**3589**	**Azione tagliante sollecitante di progetto**
F_S	**[-]**	**1.72**	**1.84**	**Coefficiente di sicurezza**

7.3.7 Viadotto esistente – Connessione su spalla

Si verifica la resistenza sezionale degli elementi di collegamento.

Barre orizzontali su allineamento lato Torino

Massima azione di trazione (rif. Par.6.1)	N_{Sd}	=	12000 kN
Armatura di collegamento			N.14 barre Dywidag 47 WR
Sezione resistente	A_s	=	14 x 1735 = 24290 mm^2
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	950 / 1.15 = 826 N/mm^2
Azione resistente	N_{Rd}	=	f_{yd} x A_s = 826 x 24290 /1000 =
		=	20064 kN
Coefficiente di sicurezza	F_S	=	N_{Rd} / N_{Sd} = 20064 / 12000 = 1.67 > 1.00

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Barre verticali su allineamento lato Bardonecchia

Massima azione di trazione (rif. Par.6.1)	N_{Sd}	=	3589 kN
Armatura di collegamento a trazione (nuove armature inghisate con resina)	$A_{s\,(1)}$		16 ϕ26
Armatura di collegamento a trazione (armature esistenti, 1ϕ20/25 + 1ϕ16/25)	$A_{s\,(2)}$		10ϕ20+10ϕ16
Tensione di snervamento di progetto nuove armature	$f_{yd\,(1)}$	=	450 / 1.15 = 391 N/mm^2
Tensione di snervamento di progetto armature esistenti	$f_{yd\,(2)}$	=	430 / 1.15 = 374 N/mm^2
Azione resistente	N_{Rd}	=	$f_{yd(1)}$ x $A_{s(1)}$ + $f_{yd(2)}$ x $A_{s(2)}$ =
		=	391 x 8496 /1000 + 374 x 5150 /1000 =
		=	3322 + 1926 = 5248 kN
Coefficiente di sicurezza	F_S	=	N_{Rd} / N_{Sd} = 5248 / 3589 = 1.46 > 1.00

La verifica risulta pertanto soddisfatta.