

PARTE 3. BARRE ANTISOLLEVAMENTO

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. RIFERIMENTI NORMATIVI, BIBLIOGRAFICI, SOFTWARE	7
3. MATERIALI	7
3.1 Acciai	7
3.1.1 Acciaio per carpenteria	7
3.1.2 Acciaio in barre DYWIDAG Y1050	7
3.1.3 Acciaio in trefolo	7
4. CARICHI DI PROGETTO	8
4.1 Generalità	8
4.2 Azioni permanenti in testa pila	8
4.3 Tesatura funi	11
5. COMBINAZIONI DI PROGETTO	12
6. MODELLO E SCHEMI DI CALCOLO	13
6.1 Premessa	13
6.3 Azioni massime testa pila	14
6.3.1 Clarea – Salita	14
6.3.2 Clarea - Discesa	15
7. VERIFICHE	16
7.1 Barre antisollevamento	16
7.1.1 Premessa	16
7.1.2 SLU – Pressoflessione deviata (testa pila)	16
7.1.3 SLE – Decompressione appoggio	21
7.2 Rinforzo pulvino	22
7.2.1 Premessa	22
7.2.2 Tiranti e puntoni	23
7.2.3 Scorrimento interfaccia getti	24
7.4 Rinforzo controsoletta cassone	26
7.4.1 Premessa	26
7.4.2 Tiranti e puntoni	27
7.4.3 Scorrimento interfaccia getti	29
7.4.4 Punzonamento controsoletta esistente	30

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Continuità su pila ed andamento tipico dei momenti flettenti	5
Figura 2 – Sezioni di intervento pila tipo	5
Figura 3 – Sezioni di intervento pile P1, P6, P12	6
Figura 4 – Schema di calcolo azioni in testa pila	10
Figura 5 – Stralcio tracciamento modello di calcolo originale (nodi ed elementi)	10
Figura 6 – Sezione tipica di calcolo	17
Figura 7 – Schema resistente “tirante-puntone” (direzione longitudinale)	22
Figura 8 – Schema resistente a taglio	24
Figura 9 – Schema resistente “tirante-puntone” (direzione trasversale)	26
Figura 10 – Geometrie di riferimento	30
Figura 11 – Armatura costole (stralcio da documenti d’archivio)	31
Figura 12 – Armatura verticale ringrosso (stralcio da documenti d’archivio)	31

1. INTRODUZIONE

Il viadotto Clarea è schematizzabile come una trave continua su più appoggi e semplicemente appoggiata alle estremità, salvo per il tratto terminale della via di Discesa lato Bardonecchia (su spalla 3), per il quale la presenza di una campata di riva di pari luce di quella interna (100m) ha necessitato un contrappeso a simulare un vincolo d'incastro.

In corrispondenza di ciascuna pila, l'impalcato presenta una doppia fila di appoggi, una per ciascuna lama, che attiva un comportamento a telaio tra impalcato e sottostrutture. In particolare, il vincolo flessionale longitudinale sulla testa della pila porta alla decompressione degli appoggi, più marcata per le pile d'estremità ed in corrispondenza sugli appoggi lato esterno curva.

Poiché tali effetti si hanno tanto per le condizioni di carico statico che sismico, si rende necessario prevedere un intervento con barre antisollevamento che garantisca:

- in condizioni di esercizio (rara) la non-decompressione degli appoggi;
- in condizioni ultime la verifica di resistenza della sezione di testa pila costituita dalla doppia lama.

Tenuto conto anche del regime deformativo longitudinale della struttura, si prevede l'impiego di tiranti in trefolo (N°4 tiranti da 19 trefoli 0.6"super per la pila tipica e (N°4 tiranti da 34 trefoli 0.6"super per le pile P1, P6, P12) provvisti, alle estremità, di ancoraggi a "cerniera" con lo scopo di minimizzare gli effetti flessionali indotti all'estremità dei cavi dagli spostamenti relativi longitudinali tra impalcato e pila.

L'ancoraggio alle strutture esistenti è realizzato:

- a livello della controsoletta del cassone in c.a.p. (connessione superiore)
- a livello del pulvino di raccordo tra sezione scatolare e sezione a doppia lama della pila (connessione inferiore).

Esaminati e verificati i dettagli costruttivi originali di tali elementi, si è reso necessario prevedere un intervento di consolidamento locale finalizzato principalmente ad evitare il punzonamento degli elementi esistenti in corrispondenza delle testate di ancoraggio.

Si prevede quindi la realizzazione di getti massivi di calcestruzzo, di spessore tipico 1.00m, resi collaboranti alle strutture esistenti mediante barre post-tese tipo Dywidag WR.

Nelle figure successive si riportano alcune sezioni tipiche di intervento, rimandando agli elaborati grafici progettuali per ulteriori dettagli.

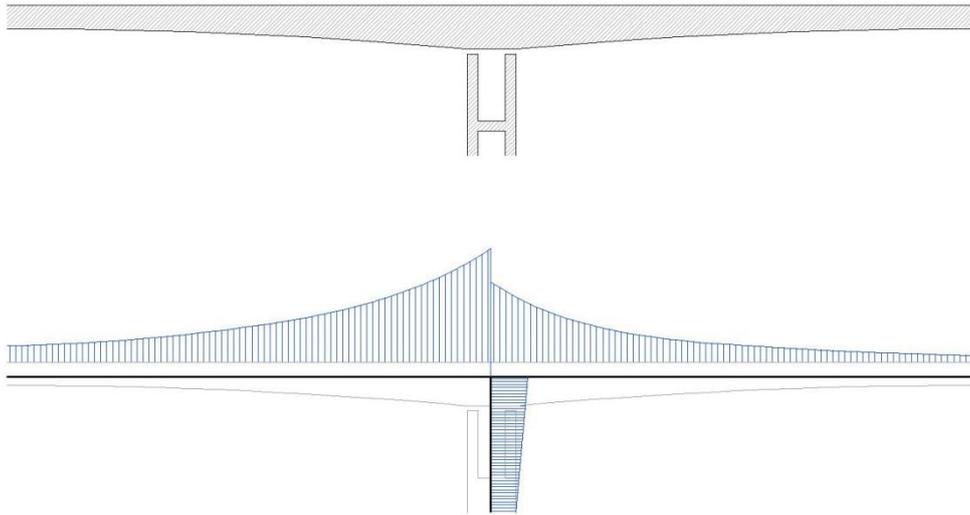


Figura 1 – Continuità su pila ed andamento tipico dei momenti flettenti

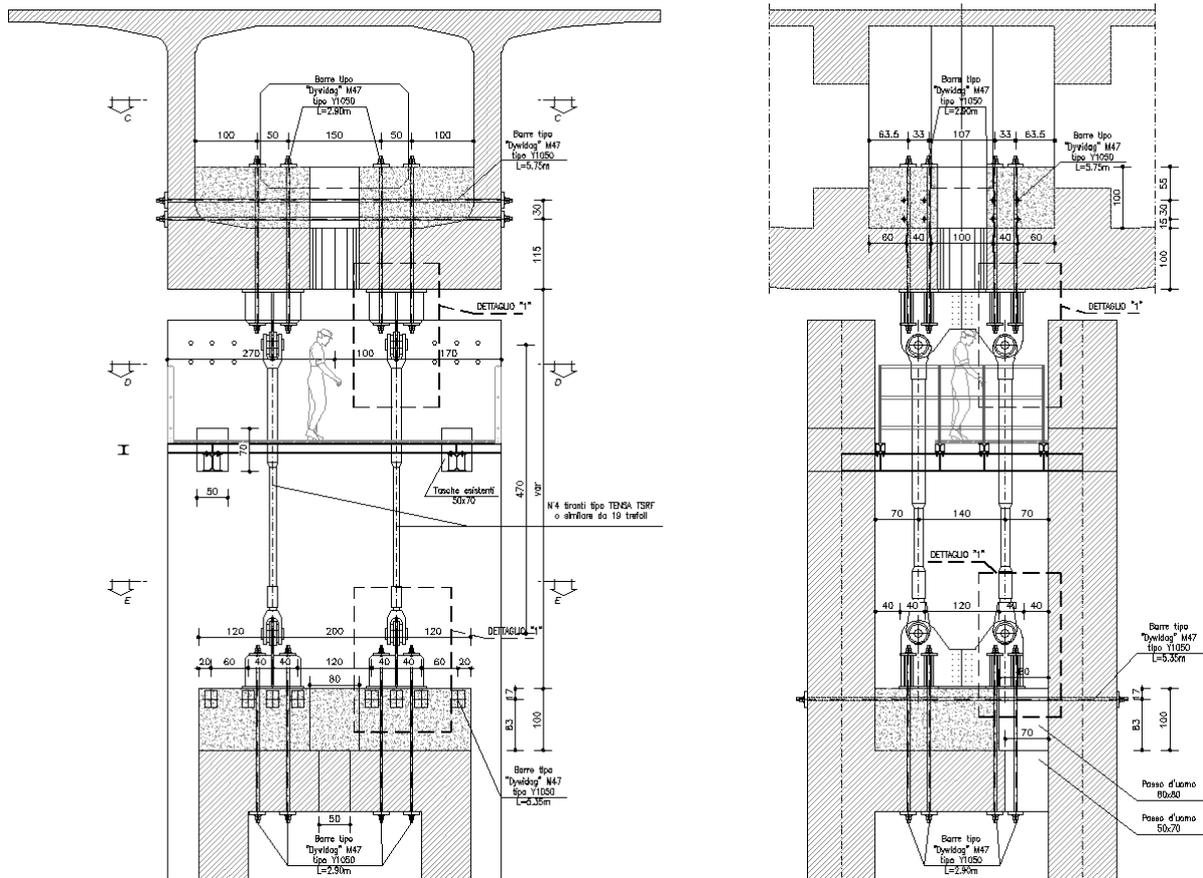


Figura 2 – Sezioni di intervento pila tipo

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 Acciai

3.1.1 Acciaio per carpenteria

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

3.1.2 Acciaio in barre DYWIDAG Y1050

Diametro	18	26,5	32	36	40	47
Area cm ²	2,41	5,55	8,04	10,20	12,57	17,35
Massa Kg/m	1,96	4,48	6,53	8,27	10,21	14,10
F _{pyk} KN	230	525	760	970	1190	1650
F _{ptk} KN	255	580	850	1070	1320	1820
F _{yt} /F _{tk} N/mm ²	950/1050	950/1050	950/1050	950/1050	950/1050	950/1050
Tipo	Y 1050					

3.1.3 Acciaio in trefolo

Classe di acciaio		1670/1860	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	1860	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	1670	N/mm ²
Modulo di elasticità	E_s	195000	N/mm ²

4. CARICHI DI PROGETTO

4.1 Generalità

Per quanto riguarda i carichi di progetto, si riporta di seguito una tabella di sintesi dei carichi considerati ai fini del dimensionamento e della verifica strutturale, rimandando all'elaborato NV02_0_0_E_SD_GN_0008_0 "Principi di progettazione" per i dettagli.

Per quanto concerne gli scarichi permanenti in testa alle pile, al fine di tenere in conto delle effettive fasi realizzative (avanzamento per conci) e della precompressione finale eseguita a struttura ultimata, si riprendono direttamente le reazioni d'appoggio su ciascuna lama desunte dai tabulati di calcolo del progetto originale (vedi "Relazione di calcolo del Viadotto del 23/06/1988, N. pratica 1072/c, e Tabulati Allegati alla relazione di calcolo dal N. 1 al N. 10.")

4.2 Azioni permanenti in testa pila

Il documento di riferimento del progetto originale non riporta esplicitamente le reazioni in testa alle pile/lame, ma solo i tabulati relativi alle azioni interne. Con riferimento allo schema mostrato in figura, si procede come in accordo agli step elencati di seguito, assumendo la seguente convezione:

N_{sd} = azione assiale

V_{sd} = taglio nel piano verticale

$M_{T,sd}$ = momento flettente trasversale

$M_{L,sd}$ = momento flettente longitudinale

T_{sd} = torsione

d = disassamento longitudinale tra lama e fusto pila

$1, 2$ = numerazione "relativa" dei singoli elementi (nodi, aste, lame, pile), crescente da sinistra a destra

Step 1. Calcolo dell'azione assiale e del momento trasversale in testa a ciascuna lama ottenuti come differenziale di taglio e torsione tra i due elementi che vi convergono

$$N_{sd} (LAMA) = V_{sd}(\text{elem.1,nodo2}) - V_{sd}(\text{elem.2,nodo1})$$

$$M_{\text{trasv},sd} (LAMA) = T_{sd}(\text{elem.1,nodo2}) - T_{sd}(\text{elem.2,nodo1})$$

Step 2. Calcolo delle azioni globali "globale" agente in testa alla pila Somma delle azioni agenti su ciascuna lama (della stessa pila), tenendo in conto delle eccentricità tra gli assi delle singole lame e del fusto pila:

$$N_{sd} (PILA) = N_{sd} (LAMA Ba) + N_{sd} (LAMA To)$$

$$M_{L,sd} (PILA) = N_{sd} (LAMA Ba) \times d_{LAMA Ba} + N_{sd} (LAMA To) \times d_{LAMA To}$$

$$M_{T,sd} (PILA) = M_{T,sd} (LAMA Ba) + M_{T,sd} (LAMA To)$$

		PROGETTO VIADOTTO CLAREA (ORIGINALE)			
		Numerazione elementi		Azioni su impalcato in corrispondenza	
Pila [-]	Lama [-]	Asta [-]	Estremo [-]	V _{sd} [kN]	T _{sd} [kNm]
P1-7	BA	1	0	11520	1846
	BA	2	2	246	617
	TO	5	0	1062	-102
	TO	6	6	11586	2950
P2-8	BA	7	0	11589	2496
	BA	8	8	968	145
	TO	11	0	420	150
	TO	12	12	11531	2788
P3-9	BA	13	0	11539	2883
	BA	14	14	550	378
	TO	17	0	762	251
	TO	18	18	11526	2887
P4-10	BA	19	0	11551	2695
	BA	20	20	781	482
	TO	23	0	604	398
	TO	24	24	11505	2567
P5-11	BA	25	0	11569	2666
	BA	26	26	92	355
	TO	29	0	1216	489
	TO	30	30	11625	2999
P6-12	BA	31	0	11560	2556
	BA	32	32	2543	1922
	TO	35	0	-1286	-1424
	TO	36	36	10356	6383

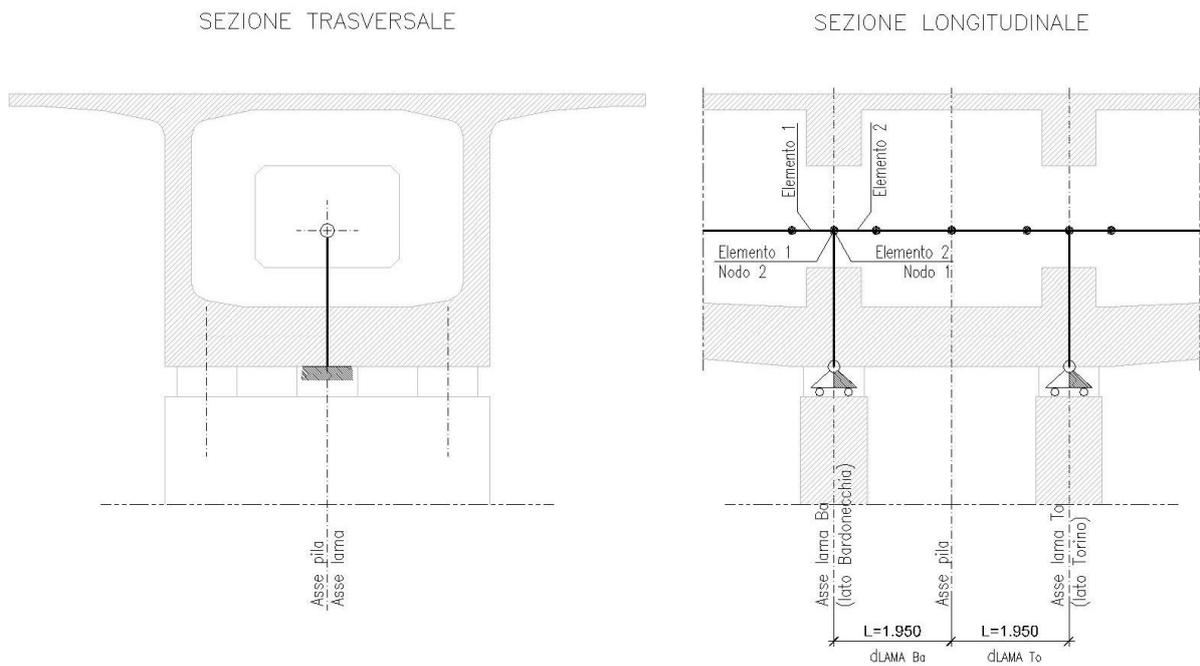
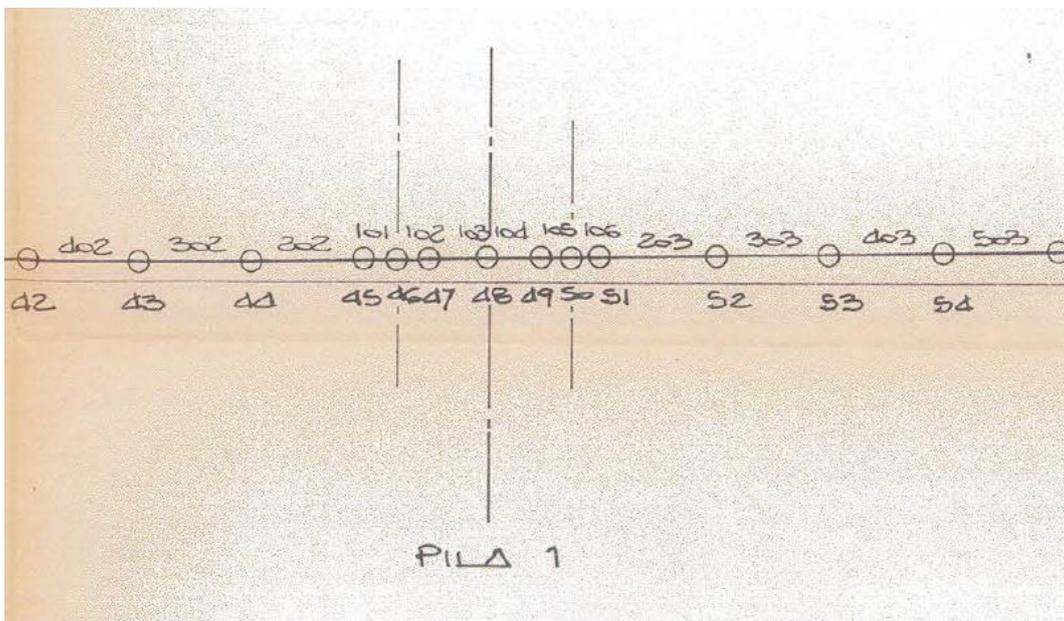


Figura 4 – Schema di calcolo azioni in testa pila



Sa

Figura 5 – Stralcio tracciamento modello di calcolo originale (nodi ed elementi)

4.3 Tesatura funi

La tesatura iniziale delle barre antisollevamento è calcolata tenendo in conto degli effetti deformativi longitudinali dell'impalcato che inducono un incremento di tensione nell'elemento. In particolare, poiché gli spostamento massimi si raggiungono in condizioni ultime (SLU-SLV), si verifica che:

$$\sigma_0 + \Delta\sigma \leq f_{yd} = f_{p(0.1)k} / \gamma_s = 1670 / 1.15 = 1452 \text{ N/mm}^2$$

Lunghezza teorica della fune (distanza tra assi perni di fissaggio)	L_0	=	4700 mm
Spostamento longitudinale indotto da deformazione dissipatore su spalla fissa	Δx_1	=	200 mm
Spostamento longitudinale indotto da termica	Δx_2	≈	$\alpha \times \Delta T \times L_{\text{viadotto}} =$ $= 1.0 \times 10^{-5} \text{ 1/C}^\circ \times 25 \text{C}^\circ \times 650 \text{m} =$ $= 0.163 \text{mm}$
Spostamento totale massimo (condizioni sismiche)	Δx	=	$\Delta x_1 + \Delta x_2 / 2 =$ $200 + 163 / 2 = 282 \text{mm}$
Lunghezza della fune in condizioni di massimo spostamento longitudinale	L_1	=	$(L_0^2 + \Delta x^2)^{0.5} =$ $(4700^2 + 282^2)^{0.5} = 4708 \text{ mm}$
Allungamento in condizioni di massimo spostamento longitudinale	ΔL	=	$L_1 - L_0 = 4708 - 4700 = 8 \text{mm}$
Incremento di deformazione nell'acciaio	$\Delta \epsilon$	=	$\Delta L / L_0 = 8 / 4700 = 1.702 \times 10^{-3}$
Modulo elastico acciaio	E	=	195000 N/mm ²
Incremento di sforzo nell'acciaio	$\Delta \sigma$	=	$E \times \Delta \epsilon =$ $= 195000 \times 1.702 \times 10^{-3} =$ $= 332 \text{ N/mm}^2$
Massima tensione iniziale	$\sigma_{0,\text{max}}$	=	$f_{yd} - \Delta \sigma = 1452 - 332 = 1120 \text{ N/mm}^2$

Si assume pertanto una tesatura iniziale $\sigma_0 = 1050 \text{ N/mm}^2$.

5. COMBINAZIONI DI PROGETTO

Per quanto riguarda le combinazioni di progetto, si riporta di seguito una tabella di sintesi dei coefficienti parziali previsti dalle normative di riferimento (NTC2008), rimandando all'elaborato NV02_0_0_E_SD_GN_0008_0 "Principi di progettazione" per ulteriori dettagli.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti strutturali	<i>Favorevoli</i>	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti (ovvero derivanti da un'analisi di dettaglio)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2 (A)}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti (ovvero presunti)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2 (B)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico stradale	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Q(TS)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.35	1.35	1.15
Altri variabili (vento, neve...)	<i>Favorevoli</i>	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
Precompressione	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.00	1.00	1.00
Ritiro, viscosità, cedimenti vincolari	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.20	1.20	1.00

6. MODELLO E SCHEMI DI CALCOLO

6.1 Premessa

Le massime azioni di trazione sugli appoggi sono calcolate a partire dalle massime azioni di progetto in testa pila, ottenute dalla modellazione FEM globale dello svincolo (salita e discesa) e riassunte nel paragrafo successivo. Si rimanda invece ai relativi capitoli per i dettagli della modellazione svolta.

6.3 Azioni massime testa pila

6.3.1 Clarea – Salita

Pila	Comb	N _{sd}	V _{Sd,trasv}	V _{Sd,long}	T _{sd}	M _{Sd,long}	M _{Sd,trasv}
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
P1	A1STRSLU1	-31260	1460	0	3482	63706	22318
P1	RARA1	-29485	988	0	2552	47908	17612
P1	SLV1	-22738	6780	940	11650	18127	74883
P1	SLV2	-21901	4825	1344	9525	23320	55892
P1	SLV3	-22031	2866	890	5454	18755	34962
P2	A1STRSLU1	-32268	1566	0	3553	59949	24164
P2	RARA1	-30256	1056	0	2702	44719	19058
P2	SLV1	-21709	4654	1307	13606	18241	53272
P2	SLV2	-20568	3392	2541	10113	33901	39258
P2	SLV3	-20205	1900	1110	6167	15694	25435
P3	A1STRSLU1	-32187	1793	0	3283	58093	26234
P3	RARA1	-30163	1238	0	2517	43135	20897
P3	SLV1	-20992	5216	1097	9110	21495	53753
P3	SLV2	-19974	3546	2611	6005	44967	37426
P3	SLV3	-19598	2127	934	4135	17528	25821
P4	A1STRSLU1	-31802	2664	0	7442	54157	22005
P4	RARA1	-29971	1827	0	5969	40183	17840
P4	SLV1	-13280	5443	1172	8856	25735	25182
P4	SLV2	-16160	3638	2398	6822	44180	18156
P4	SLV3	-16838	2257	948	5639	18485	14845
P5	A1STRSLU1	-31032	2751	0	4686	48358	25951
P5	RARA1	-29446	1946	0	3843	36457	20616
P5	SLV1	-11011	5238	1690	6514	35837	29319
P5	SLV2	-14991	3628	3182	5266	65583	21356
P5	SLV3	-15645	2355	1245	4114	27711	16415
P6	A1STRSLU1	-29566	1648	0	6132	54622	21910
P6	RARA1	-27954	1139	0	4700	42997	18590
P6	SLV1	-16430	3094	1768	8143	41515	24429
P6	SLV2	-18022	2156	2283	6229	47779	21083
P6	SLV3	-18572	1309	1299	4424	33783	16440

6.3.2 Clarea - Discesa

Pila	Comb	N _{sd}	V _{Sd,trasv}	V _{Sd,long}	T _{sd}	M _{Sd,long}	M _{Sd,trasv}
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
P7	A1STRSLU1	-32146	1488	0	2844	64574	26854
P7	RARA1	-30141	1019	0	2189	48294	21003
P7	SLV1	-22158	6422	1418	13160	13368	63606
P7	SLV2	-20671	3794	2435	8951	18521	39758
P7	SLV3	-20647	2519	1018	5802	10035	27649
P8	A1STRSLU1	-32332	2041	0	6731	60919	30677
P8	RARA1	-30304	1396	0	4997	45430	23844
P8	SLV1	-21963	4692	1113	10850	18698	45501
P8	SLV2	-20726	2591	2348	7549	34760	28761
P8	SLV3	-20254	1765	930	5330	15276	21302
P9	A1STRSLU1	-32782	3107	0	2871	51905	29132
P9	RARA1	-30603	2122	0	2265	38392	23206
P9	SLV1	-17205	4733	1111	8483	27706	32457
P9	SLV2	-18845	2888	2689	6201	54529	21802
P9	SLV3	-18201	1879	1007	3955	21521	17928
P10	A1STRSLU1	-32669	2769	0	4504	46968	26661
P10	RARA1	-30536	1934	0	3598	34900	21327
P10	SLV1	-11742	6563	1221	6494	25914	32911
P10	SLV2	-15662	4291	2504	4979	51984	24910
P10	SLV3	-15899	2717	976	3708	20815	16470
P11	A1STRSLU1	-32889	2414	0	5010	50650	25407
P11	RARA1	-30714	1696	0	4044	38165	20616
P11	SLV1	-13332	5908	1921	6795	47254	31967
P11	SLV2	-16457	3906	3149	5492	74233	24263
P11	SLV3	-16392	2455	1375	4133	35425	18208
P12	A1STRSLU1	-30334	1833	0	8066	57357	25138
P12	RARA1	-28478	1273	0	6275	45097	20963
P12	SLV1	-17536	4016	1898	12168	39934	42852
P12	SLV2	-18844	2762	2389	9055	48037	23633
P12	SLV3	-18873	1675	1385	6653	32914	18026

7. VERIFICHE

7.1 Barre antisollevamento

7.1.1 Premessa

Al fine di verificare l'efficienza dell'intervento, si procede con le seguenti verifiche:

Stati limite ultimi (SLU)

- verifica a pressoflessione deviata (testa pila)

Stati limite ultimi (SLE)

- verifica a decompressione dell'appoggio

La disposizione delle barre è la seguente:

Viadotto Discesa

P7	8+8 M 47 intradosso cassone impalcato	8+8 M 47 connessione con traverso pila
P8	8+8 M 47 intradosso cassone impalcato	8+8 M 47 connessione con traverso pila
P9	8+8 M 47 intradosso cassone impalcato	8+8 M 47 connessione con traverso pila
P10	8+8 M 47 intradosso cassone impalcato	8+8 M 47 connessione con traverso pila
P11	8+8 M 47 intradosso cassone impalcato	8+8 M 47 connessione con traverso pila
P12	14+14 M 47 intradosso cassone impalcato	16+16 M 47 connessione con traverso pila

Viadotto Salita

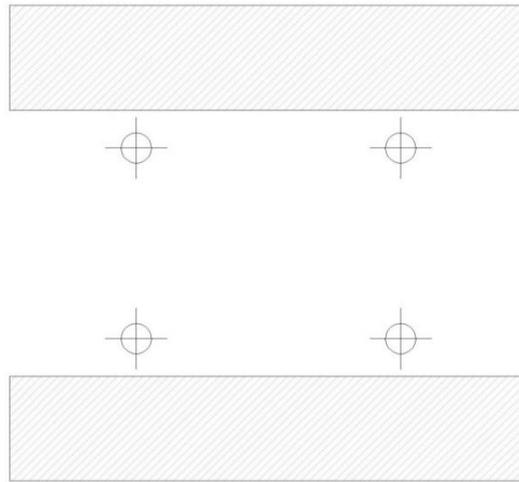
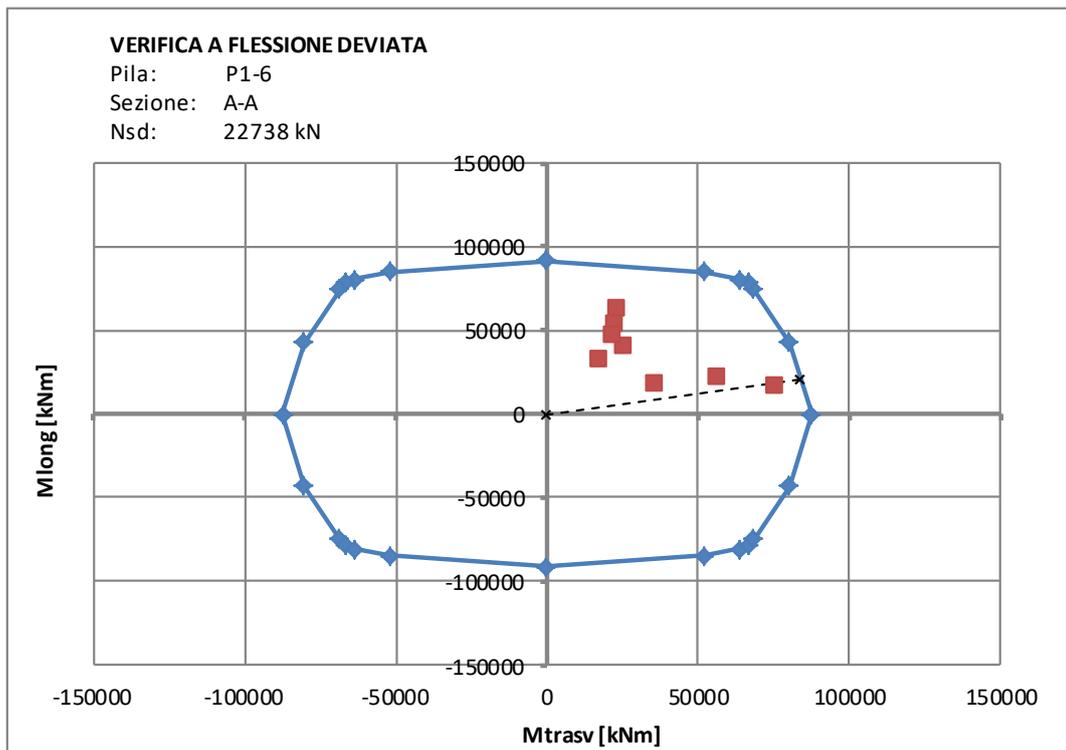
P1	14+14 M 47 intradosso cassone impalcato	16+16 M 47 connessione con traverso pila
P2	8+8 M 47 intradosso cassone impalcato	8+8 M 47 connessione con traverso pila
P3	8+8 M 47 intradosso cassone impalcato	8+8 M 47 connessione con traverso pila
P4	8+8 M 47 intradosso cassone impalcato	8+8 M 47 connessione con traverso pila
P5	8+8 M 47 intradosso cassone impalcato	8+8 M 47 connessione con traverso pila
P6	14+14 M 47 intradosso cassone impalcato	16+16 M 47 connessione con traverso pila

7.1.2 SLU – Pressoflessione deviata (testa pila)

La verifica è svolta confrontando le azioni sollecitanti con i domini resistenti, calcolati assumendo quanto segue:

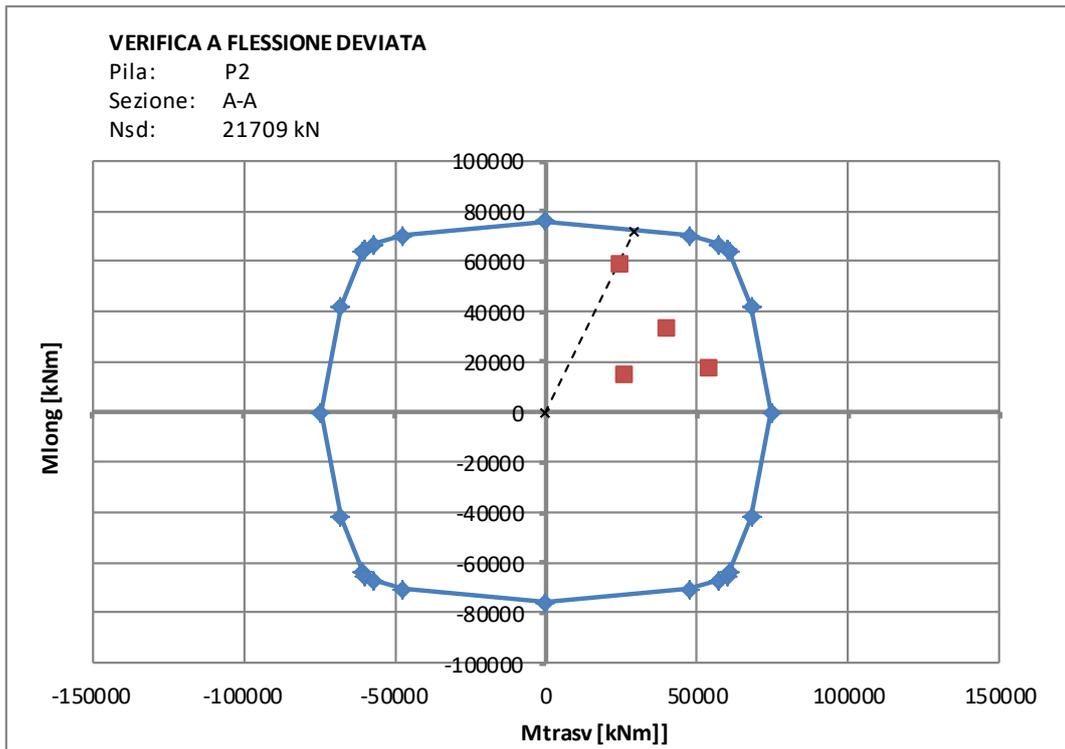
- sezione resistente costituita da due lame, ciascuna di dimensioni $B \times H = 5400 \times 1100 \text{ mm}$, disassate di 3900mm;
- barre antisollevamento assimilate ad armature esterne, disposte come da elaborati di progetto.

Cautelativamente si fa riferimento al minimo carico assiale di compressione.

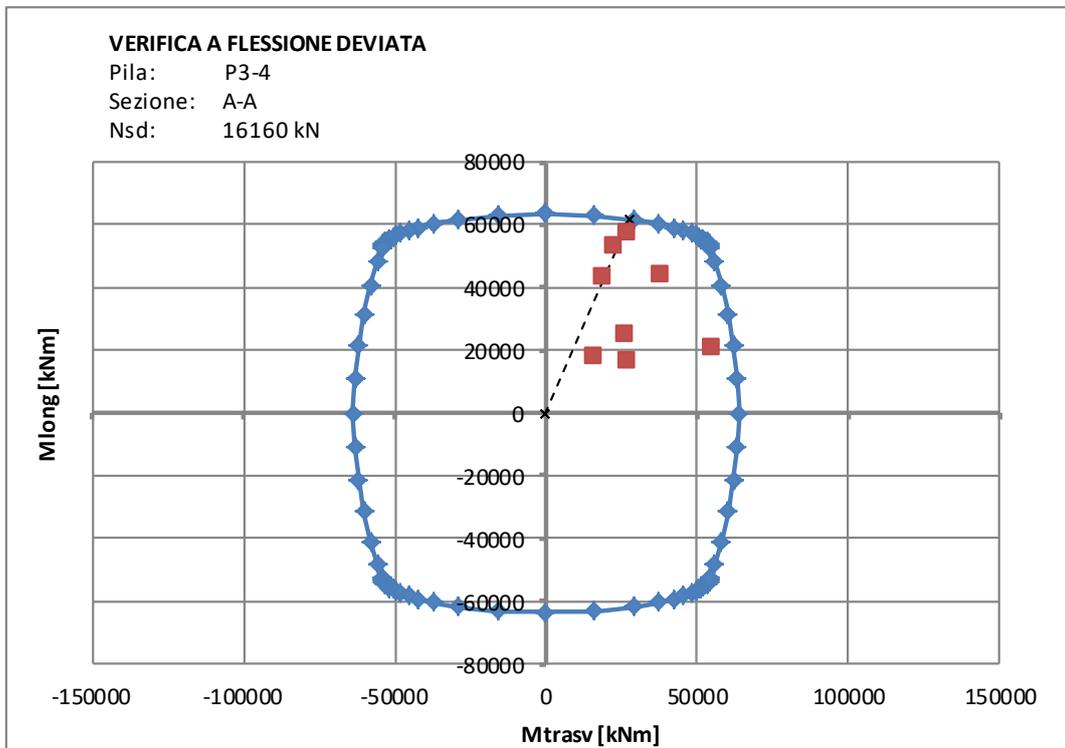
**Figura 6** – Sezione tipica di calcolo

Coefficiente di sicurezza minimo:

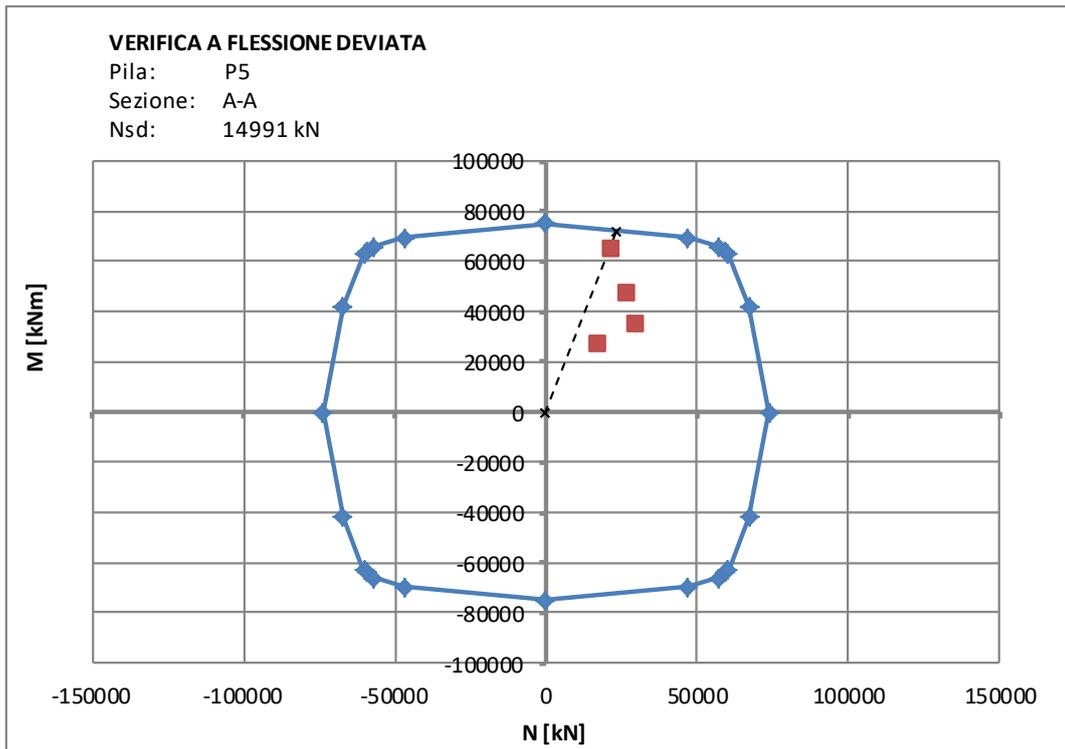
Fs = 1.12



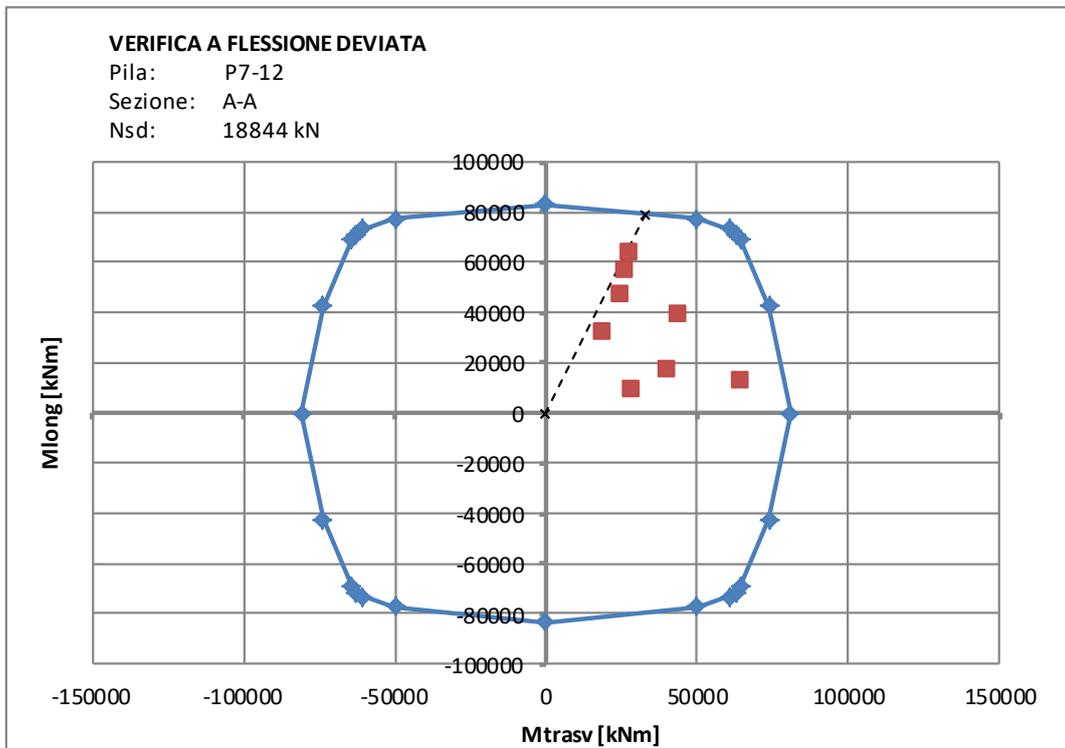
Coefficiente di sicurezza minimo: $F_s = 1.20$



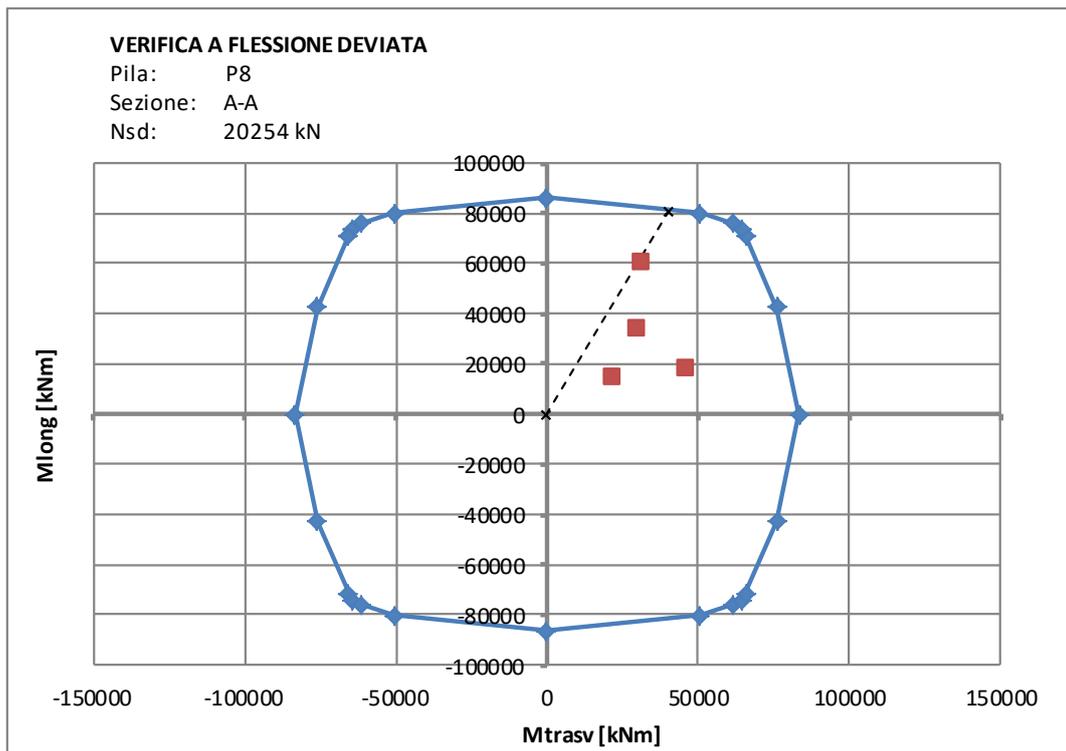
Coefficiente di sicurezza minimo: $F_s = 1.06$



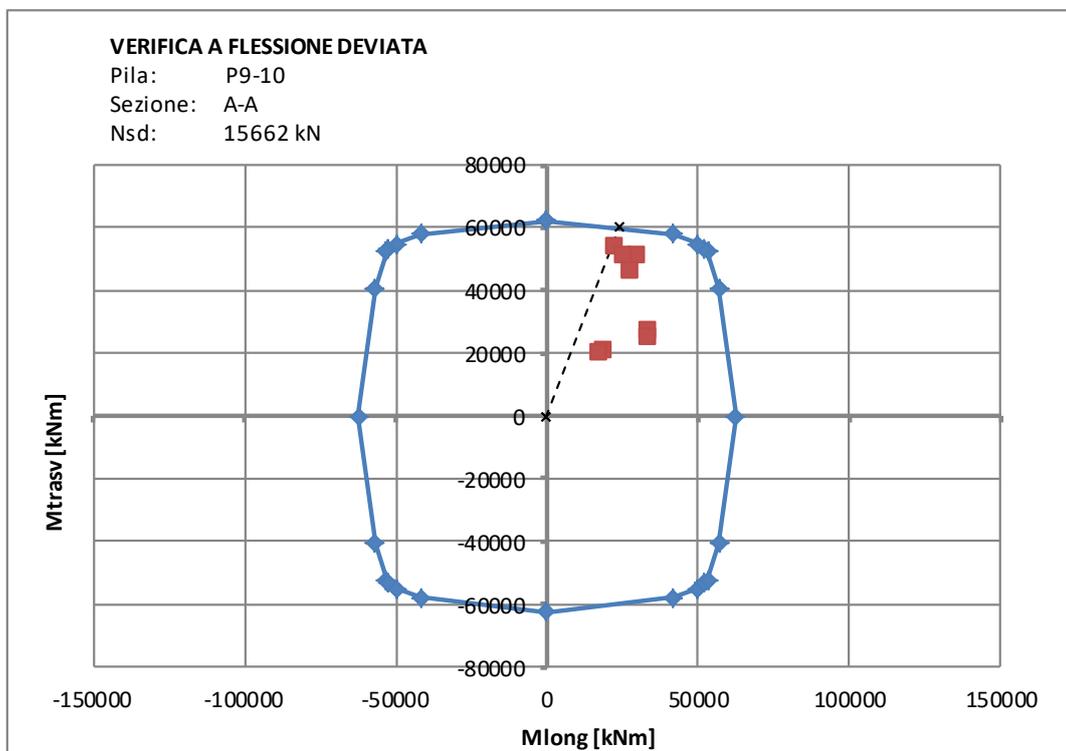
Coefficiente di sicurezza minimo: $F_s = 1.10$



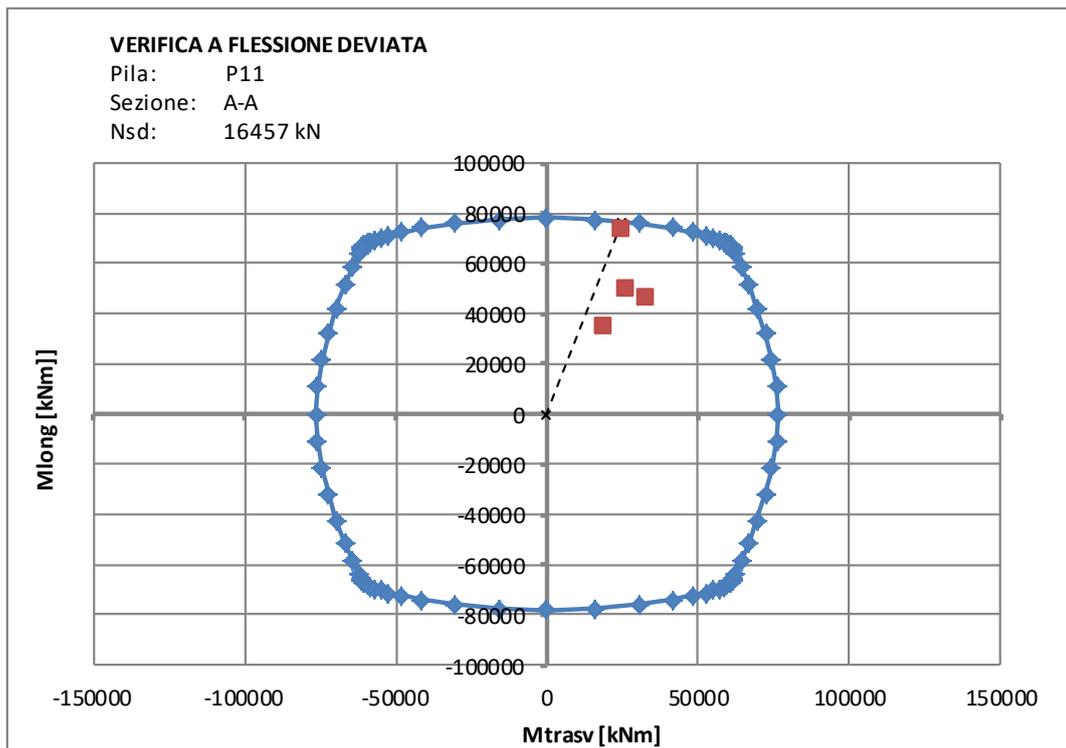
Coefficiente di sicurezza minimo: $F_s = 1.22$



Coefficiente di sicurezza minimo: $F_s = 1.32$



Coefficiente di sicurezza minimo: $F_s = 1.10$



Coefficiente di sicurezza minimo: $F_s = 1.03$

7.1.3 SLE – Decompressione appoggio

Si verifica che in condizioni di esercizio rare l'appoggio meno caricato non vada in trazione. Tale verifica è svolta con riferimento al tiro delle barre Dywidag, a filettatura continua ad alta resistenza tipo Y1050, pari a $0,70 F_{pyk}$, quota parte del corrispondente carico di snervamento.

Gli appoggi sono considerati perfettamente compressi in ogni fase di carico per i diversi stati limite. Le tabelle delle azioni sono visibili nella Parte 1 della presente relazione.

7.2 Rinforzo pulvino

7.2.1 Premessa

Si procede verificando il pulvino a seguito dell'intervento di rinforzo. In particolare, tenuto conto della massività dell'elemento e della presenza di forze localizzate, la verifica è svolta facendo riferimento al modello "tirante-puntone" mostrato in figura, assumendo come massima forza di trazione nel cavo quella di rottura dell'elemento.

$$N_{sd,max} = N_{Rd,cavo\ 19T} = 19 \times 150 \times 1670 / 1.15 / 1000 = 4139 \text{ kN}$$

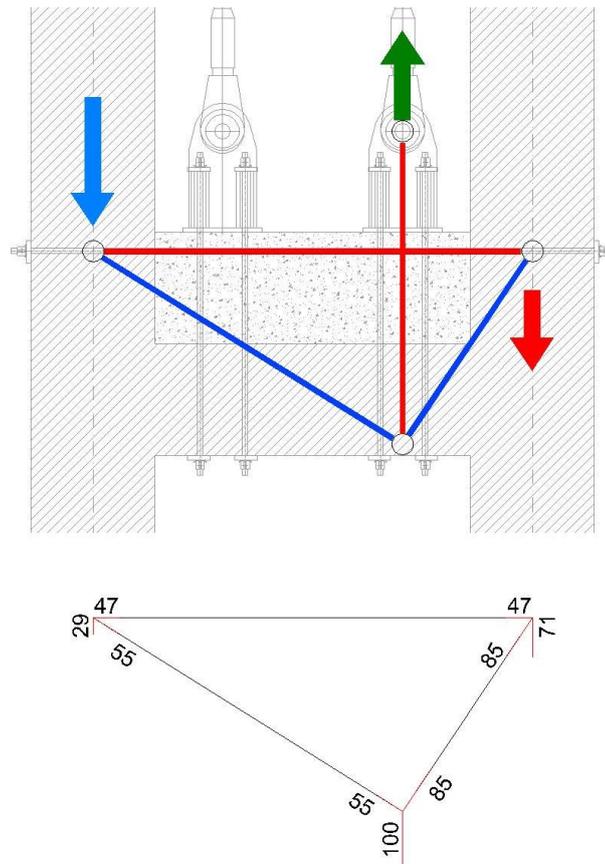


Figura 7 – Schema resistente “tirante-puntone” (direzione longitudinale)

7.2.2 Tiranti e puntoni

La resistenza di calcolo dei tiranti e dei puntoni è valutata secondo quanto previsto dall'EC2, Par.6.5, cui si rimanda per eventuali dettagli e simboli.

Puntone diagonale

Massima azione sollecitante	N_{sd}	=	$0.85 \times 4140 = 3519 \text{ kN}$
Tipo di nodo			Trazione+Trazione+Compressione
Larghezza sezione di calcestruzzo	B	=	1000 mm
Altezza sezione di calcestruzzo	H	=	500 mm
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	=	29.05 N/mm ²
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd}	=	19.37 N/mm ²
Fattore riduttivo (vedi EC2)	ν'	=	0.884
Fattore riduttivo (vedi EC2)	k_2	=	0.750
Resistenza a compressione di progetto del nodo	f'_{cd}	=	$0.884 \times 0.750 \times 19.37 = 12.84 \text{ N/mm}^2$
Azione resistente di progetto	N_{rd}	=	$1000 \times 500 \times 12.84 / 1000 =$ = 6420 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$6420 / 3519 = 1.82 > 1.00$

Tirante orizzontale

Massima azione sollecitante	N_{sd}	=	$0.47 \times 4140 = 1946 \text{ kN}$
Numero totale di barre (per ciascun cavo antisollevamento)	n	=	3
Area acciaio singola barre	$A_{s(x1)}$	=	1735 mm ²
Area acciaio totale	A_s	=	$n \times A_{s(x1)} = 3 \times 1735 = 5205 \text{ mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	$835 / 1.150 = 726 \text{ N/mm}^2$
Azione massima resistente	N_{rd}	=	$5205 \times 726 / 1000 = 3779 \text{ kN}$
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$3779 / 1946 = 1.94 > 1.00$

7.2.3 Scorrimento interfaccia getti

I dettagli di progetto sono sviluppati in modo tale da garantire un comportamento monolitico del nodo costituito dai getti esistenti e da quelli di rinforzo. Tale ipotesi necessita una verifica di resistenza a taglio in corrispondenza dell'interfaccia tra i getti; cautelativamente, si procede verificando che il taglio massimo sia trasferito dalla sola interfaccia, trascurando la quota parte di azione trasmessa dal pulvino esistente.

$$V_{sd,max} = N_{Rd,cavo\ 19T} = 19 \times 150 \times 1670 / 1.15 / 1000 = 4139 \text{ kN}$$

La resistenza a scorrimento è valutata in accordo al par. 6.2.5 dell'EC2, secondo le seguenti ipotesi di calcolo:

- armatura di cucitura rappresentata dalle sole barre Dywidag, trascurando eventuali spinottature diffuse;
- superfici "ruvide" ottenute mediante trattamenti superficiali;
- si trascurano le compressioni ortogonali al piano di scorrimento indotte dalla presenza di puntoni diagonali.

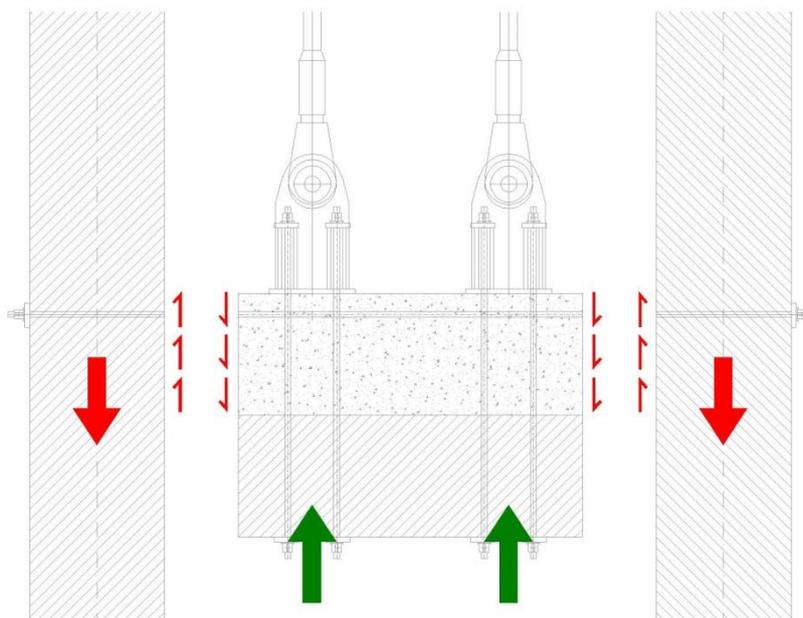


Figura 8 – Schema resistente a taglio

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

Elemento	[-]	Getto di rinforzo	
L	[mm]	1000	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	2200	Larghezza superficie di contatto
Tipo superficie	[-]	S	ML=molto liscia, L=liscia, S=scabra, D=dentata
c	[-]	0.45	Vedi EC2 par 6.2.5
μ	[-]	0.70	Vedi EC2 par 6.2.5
R_{ck}	[N/mm ²]	35	Resistenza cubica del calcestruzzo (minima)
f_{ck}	[N/mm ²]	29.05	Resistenza cilindrica del calcestruzzo (minima)
f_{ctk}	[N/mm ²]	1.98	Resistenza caratteristica a trazione
f_{ctd}	[N/mm ²]	1.32	Resistenza di progetto a trazione
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	Resistenza di progetto a compressione
N_{Sd}	[kN]	0	Azione assiale concomitante
σ_n	[N/mm ²]	0.0	Sforzo assiale concomitante
A_s	[mm ²]	6940	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	3.155E-03	Rapporto geometrico di armatura
f_{yd}	[N/mm ²]	826	Tensione di snervamento di progetto
α	[°]	90	Angolo armatura - interfaccia
α	[rad]	1.571	Angolo armatura - interfaccia
ν	[-]	0.530	Vedi EC2 par 6.2.5
$V_{Rd,1}$	[N/mm ²]	2.419	Tensione tagliante resistente calcolata
$V_{Rd,2}$	[N/mm ²]	4.365	Tensione tagliante resistente massima
V_{Rd}	[N/mm ²]	2.42	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	[kN]	5322	Azione tagliante resistente di progetto
V_{Sdi}	[kN]	4139	Azione tagliante sollecitante di progetto
F_S	[-]	1.29	Coefficiente di sicurezza

7.4 Rinforzo controsoletta cassone

7.4.1 Premessa

Si procede verificando la controsoletta del cassone esistente a seguito dell'intervento di rinforzo. In particolare, tenuto conto della massività dell'elemento e della presenza di forze localizzate, la verifica è svolta facendo riferimento al modello "tirante-puntone" mostrato in figura, assumendo come massima forza di trazione nel cavo quella di rottura dell'elemento.

$$N_{sd,max} = N_{Rd,cavo\ 19T} = 19 \times 150 \times 1670 / 1.15 / 1000 = 4139 \text{ kN}$$

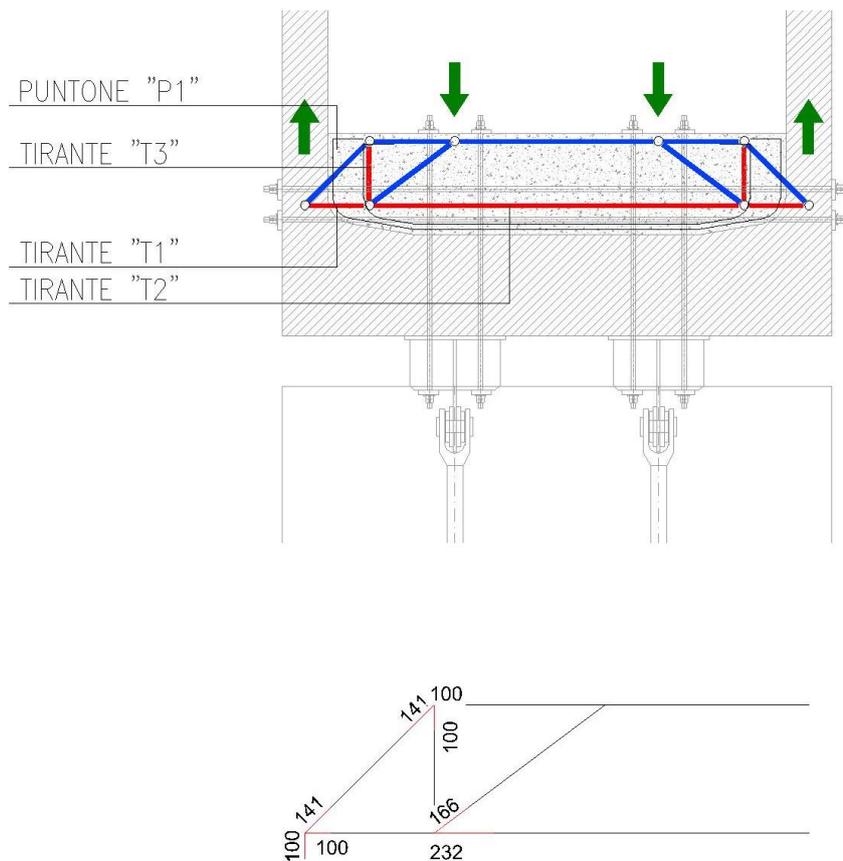


Figura 9 – Schema resistente “tirante-puntone” (direzione trasversale)

7.4.2 Tiranti e puntoni

La resistenza di calcolo dei tiranti e dei puntoni è valutata secondo quanto previsto dall'EC2, Par.6.5, cui si rimanda per eventuali dettagli e simboli.

In particolare, si esaminano i seguenti tiranti:

- Tirante "T1", costituito da n.2+2 barre Dywidag 47WR;
- Tirante "T2", costituito da n.2+2 barre Dywidag 47WR e da 14+14 ϕ 26 in armatura lenta.

Puntone diagonale

Massima azione sollecitante	N_{sd}	=	$1.41 \times 4140 = 5837 \text{ kN}$
Tipo di nodo			Trazione+Trazione+Compressione
Larghezza sezione di calcestruzzo	B	=	1500 mm
Altezza sezione di calcestruzzo	H	=	400 mm
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	=	37.35 N/mm ²
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd}	=	24.90 N/mm ²
Fattore riduttivo (vedi EC2)	ν'	=	0.851
Fattore riduttivo (vedi EC2)	k_2	=	0.750
Resistenza a compressione di progetto del nodo	f'_{cd}	=	$0.851 \times 0.750 \times 24.90 = 15.89 \text{ N/mm}^2$
Azione resistente di progetto	N_{rd}	=	$1500 \times 400 \times 15.89 / 1000 =$ $= 9534 \text{ kN}$
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$9534 / 5837 = 1.63 > 1.00$

Tirante orizzontale T1

Massima azione sollecitante	N_{sd}	=	$1.00 \times 4140 = 4140 \text{ kN}$
Numero totale di barre (per ciascun cavo antisollevamento)	n	=	4
Area acciaio singola barre	$A_{s(x1)}$	=	1735 mm ²
Area acciaio totale	A_s	=	$n \times A_{s(x1)} = 4 \times 1735 = 6940 \text{ mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	$835 / 1.150 = 726 \text{ N/mm}^2$
Azione massima resistente	N_{rd}	=	$6940 \times 726 / 1000 = 5038 \text{ kN}$
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$5038 / 4140 = 1.22 > 1.00$

Tirante orizzontale T2

Massima azione sollecitante	N_{sd}	=	$2.32 \times 4140 = 9605 \text{ kN}$
-----------------------------	----------	---	--------------------------------------

Armatatura in barre Dywidag (A)

Numero totale di barre (per ciascun cavo antisollevarmento)	n	=	4
Area acciaio singola barre	$A_{s(x1)}$	=	1735 mm^2
Area acciaio totale	A_s	=	$n \times A_{s(x1)} = 4 \times 1735 = 6940 \text{ mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	$835/1.150 = 726 \text{ N/mm}^2$
Azione resistente	$N_{rd(A)}$	=	$6940 \times 726 / 1000 = 5038 \text{ kN}$

Armatatura lenta (B)

Numero totale di barre (per ciascun cavo antisollevarmento)	n	=	14+14
Area acciaio singola barre	$A_{s(x1)}$	=	531 mm^2
Area acciaio totale	A_s	=	$n \times A_{s(x1)} = 28 \times 531 = 14868 \text{ mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	$450/1.150 = 391 \text{ N/mm}^2$
Azione resistente	$N_{rd(B)}$	=	$14868 \times 391 / 1000 = 5813 \text{ kN}$

Azione resistente totale	N_{rd}	=	$5038+5813 = 10851 \text{ kN}$
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$10851 / 9605 = 1.13 > 1.00$

Tirante orizzontale T3

Massima azione sollecitante	N_{sd}	=	$1.00 \times 4140 = 4140 \text{ kN}$
Numero totale di barre (per ciascun cavo antisollevarmento)	n	=	14+14
Area acciaio singola barre	$A_{s(x1)}$	=	531 mm^2
Area acciaio totale	A_s	=	$n \times A_{s(x1)} = 28 \times 531 = 14868 \text{ mm}^2$
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	$450/1.150 = 391 \text{ N/mm}^2$
Azione massima resistente	N_{rd}	=	$14868 \times 391 / 1000 = 5813 \text{ kN}$
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$5813 / 4140 = 1.40 > 1.00$

7.4.3 Scorrimento interfaccia getti

I dettagli di progetto sono sviluppati in modo tale da garantire un comportamento monolitico del nodo costituito dai getti esistenti e da quelli di rinforzo. Tale ipotesi necessita una verifica di resistenza a taglio in corrispondenza dell'interfaccia tra i getti; cautelativamente, si procede verificando che il taglio massimo sia trasferito dalla sola interfaccia, trascurando la quota parte di azione trasmessa dal pulvino esistente.

$$V_{sd,max} = N_{Rd,cavo\ 19T} = 19 \times 150 \times 1670 / 1.15 / 1000 = 4139 \text{ kN}$$

La resistenza a scorrimento è valutata in accordo al par. 6.2.5 dell'EC2, secondo le seguenti ipotesi di calcolo:

- armatura di cucitura rappresentata dalle sole barre Dywidag, trascurando eventuali spinottature diffuse;
- superfici "ruvide" ottenute mediante trattamenti superficiali;
- si trascurano le compressioni ortogonali al piano di scorrimento indotte dalla presenza di puntoni diagonali.

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

Elemento	[-]	Getto di rinforzo	
L	[mm]	1000	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	1500	Larghezza superficie di contatto
Tipo superficie	[-]	S	ML=molto liscia, L=liscia, S=scabra, D=dentata
c	[-]	0.45	Vedi EC2 par 6.2.5
μ	[-]	0.70	Vedi EC2 par 6.2.5
R_{ck}	[N/mm ²]	35	Resistenza cubica del calcestruzzo (minima)
f_{ck}	[N/mm ²]	29.05	Resistenza cilindrica del calcestruzzo (minima)
f_{ctk}	[N/mm ²]	1.98	Resistenza caratteristica a trazione
f_{ctd}	[N/mm ²]	1.32	Resistenza di progetto a trazione
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	Resistenza di progetto a compressione
N_{Sd}	[kN]	0	Azione assiale concomitante
σ_n	[N/mm ²]	0.0	Sforzo assiale concomitante
A_s	[mm ²]	6940	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	4.627E-03	Rapporto geometrico di armatura
f_{yd}	[N/mm ²]	826	Tensione di snervamento di progetto
α	[°]	90	Angolo armatura - interfaccia
α	[rad]	1.571	Angolo armatura - interfaccia
ν	[-]	0.530	Vedi EC2 par 6.2.5
$V_{Rd,1}$	[N/mm ²]	3.270	Tensione tagliante resistente calcolata
$V_{Rd,2}$	[N/mm ²]	4.365	Tensione tagliante resistente massima
V_{Rd}	[N/mm ²]	3.27	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	[kN]	4906	Azione tagliante resistente di progetto
V_{Sdi}	[kN]	4139	Azione tagliante sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.19	Coefficiente di sicurezza

7.4.4 Punzonamento controsoletta esistente

L'azione esercitata dalle barre antisollevamento rappresenta, per il cassone esistente, un carico appeso all'intradosso. Si procede verificando pertanto che le armature delle costole verticali siano in grado di riprendere l'azione verticale applicata, ripartendola a tutta l'altezza dell'impalcato.

Cautelativamente si considera un'azione sollecitante massima pari alla forza di snervamento delle barre antisollevamento.

$$N_{sd,max} = N_{Rd,cavo\ 19T} = 19 \times 150 \times 1670 / 1.15 / 1000 = 4139 \text{ kN}$$

L'armatura nel cassone esistente è desunta dagli elaborati del progetto originale e risulta pari a:

- **costole cassone:** 1+1 ϕ 24/25, corrispondenti a 500/25x2x2=80 ϕ 24 totali reagenti;
- **ringrossi diaframma:** 12 ϕ 20 per ciascun ringrosso, corrispondenti a 12x4=48 ϕ 20.

Massima azione sollecitante	N_{sd}	=	4 x 4140 = 16560 kN
Area acciaio totale	A_s	=	80 ϕ 24 + 48 ϕ 20 =
		=	80x452 + 48x314 =
		=	51232 mm ²
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	=	440/1.150 = 383 N/mm ²
Azione resistente	N_{rd}	=	51232 x 383 / 1000 = 19622 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	19622 / 16560 = 1.18 > 1.00

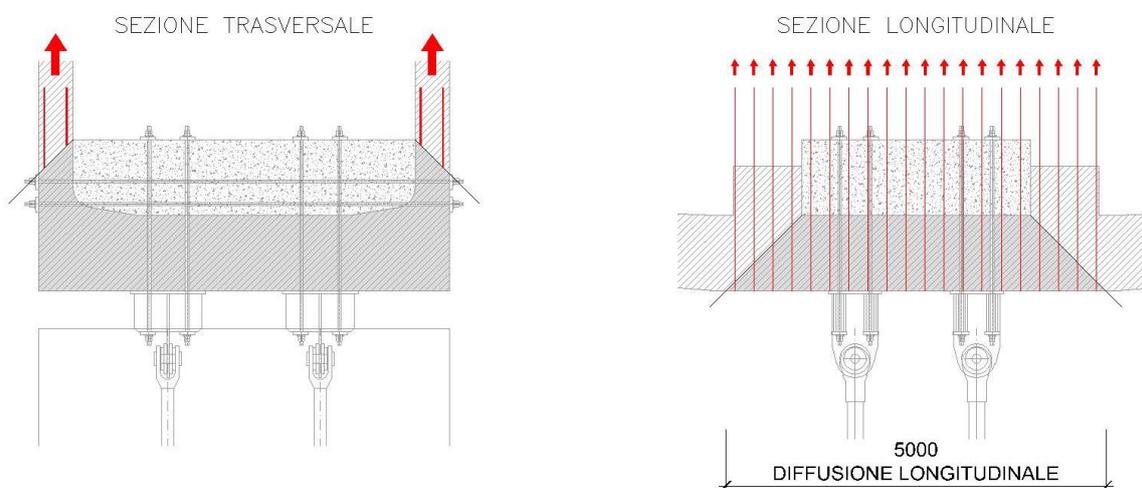


Figura 10 – Geometrie di riferimento

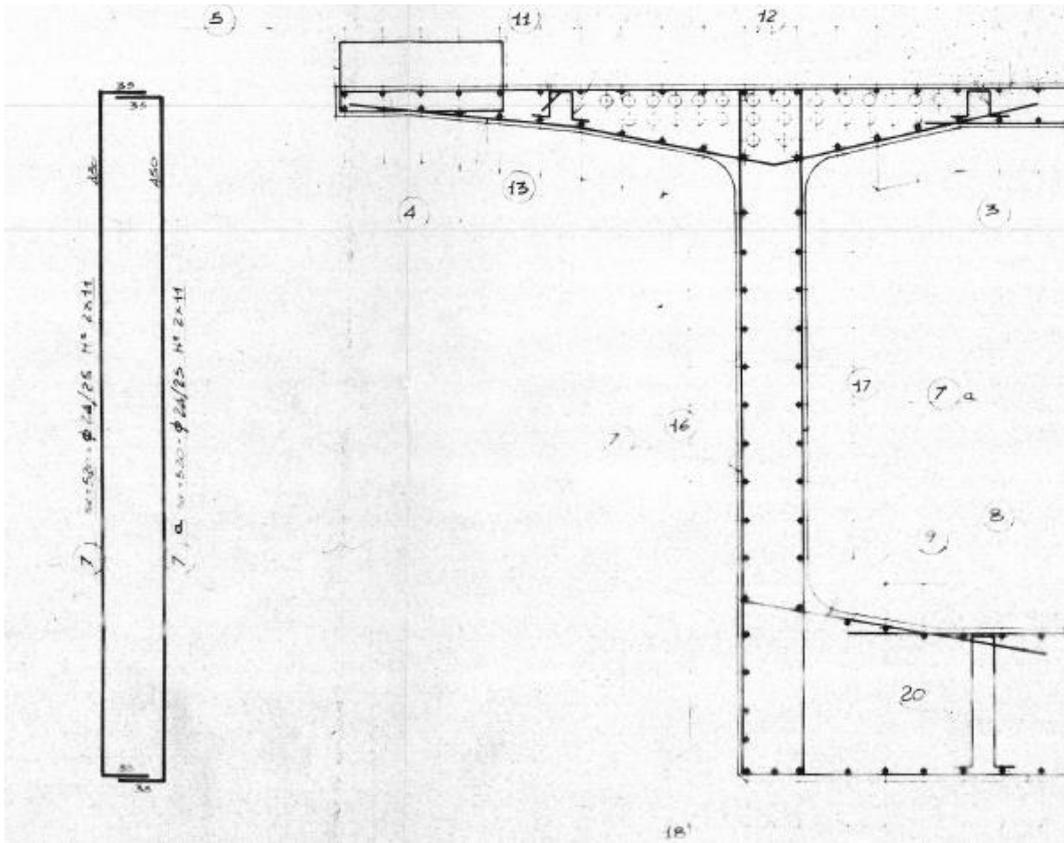


Figura 11 – Armatura costole (stralcio da documenti d'archivio)

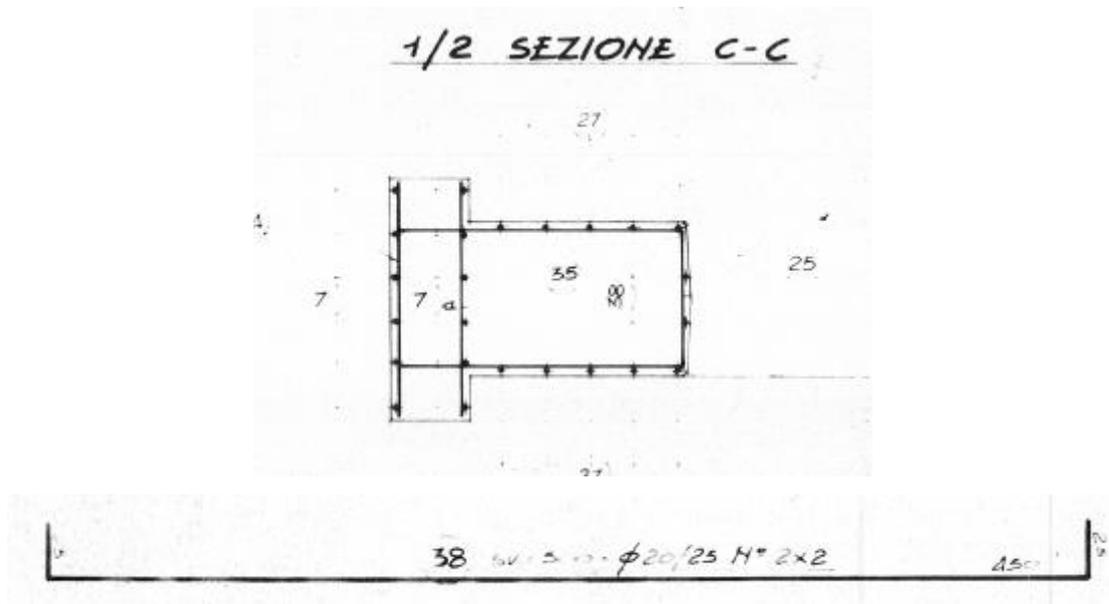


Figura 12 – Armatura verticale ringrosso (stralcio da documenti d'archivio)