



Città
metropolitana
di Milano

Westfield

WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

ACCORDO DI PROGRAMMA
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 22.05.2009 N.5095)
PRIMO ATTO INTEGRATIVO
(APPROVATO CON D.P.G.R. DEL 29.03.2010 N.3148)

POTENZIAMENTO DELLA S.P. N.103
"ANTICA DI CASSANO"
1° LOTTO - 2° STRALCIO
TRATTA B

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO elaborato :				Cod. Elaborato:
<u>OPERE D'ARTE MAGGIORI</u> CV01 - CAVALCAVIA COLLEGAMENTO SVINCOLO MILANO OLTRE - VIA RUGACESIO Relazione di calcolo impalcato				D.02.10
CODICE WM :				Scala:
WM-ERR-TB-00-RP-C-95058				-
	Redatto	Controllato	Approvato	Data:
	ROSSI	VISCHIONI	RINALDI	Maggio 2015

Revisioni	Redatto	Controllato	Approvato	DATA:
A	ROSSI	VISCHIONI	RINALDI	VERIFICA - SETT. 2015
B	MARTIGNONI	VISCHIONI	RINALDI	APR.2019
C				
D				

Progettazione :



Il Direttore Tecnico
Dott.Ing. Alberto RINALDI

Visto

Visto

WESTFIELD MILAN S.p.a.
C.so Giacomo Matteotti, 10
20121 Milano

.....

.....

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	4
2	NORMATIVA E MATERIALI.....	5
2.1	Normativa.....	5
2.2	Materiali.....	5
2.2.1	Acciaio.....	6
2.2.2	Calcestruzzo.....	5
3	DESCRIZIONE DELL' IMPALCATO.....	8
4	FASE DI ANALISI.....	11
4.1	Unita' di misura e convenzioni di segno.....	11
4.2	Sistema di riferimento.....	11
4.3	Modalita' di costruzione dell'impalcato.....	12
4.3.1	Modalità di costruzione delle travi.....	12
4.4	Sovraccarichi adottati e norme di calcolo.....	12
4.5	Metodo ed ipotesi di calcolo.....	13
4.6	Dati impalcato.....	14
4.6.1	Dati geometrici.....	14
4.6.2	Traversi in campata.....	15
4.6.3	Traversi in testata.....	15
4.6.4	Trave prefabbricata.....	15
4.6.5	Parametri dei materiali.....	17
4.7	Ripartizione trasversale dei carichi.....	17
4.7.1	Parametri di Massonnet.....	17
4.7.1	Coefficienti.....	17
4.8	Analisi dei carichi.....	21
4.8.1	Valori caratteristici delle azioni permanenti.....	21
4.8.2	Valori caratteristici delle azioni variabili.....	22
4.9	Coefficienti di combinazione.....	22
4.9.1	Stati Limite Ultimi.....	22
4.9.2	Stati Limite di Esercizio.....	22
4.10	Applicazione del metodo di massonnet.....	23
4.10.1	Peso cordoli.....	23
4.10.2	Lineari per trave.....	23
4.10.3	Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 6.....	23
4.10.4	Carichi mobili per calcolo M max su traverso.....	24
4.10.5	Carichi mobili per calcolo M min su traverso.....	24
4.11	Sollecitazioni sulla trave 6.....	25
4.11.1	Valori caratteristici sollecitazioni.....	25
4.11.2	Valori di combinazione.....	33
4.12	Sollecitazioni sul traverso in campata.....	41
4.12.1	Valori caratteristici M.....	41
4.12.2	Combinazioni SLU.....	43
4.12.3	Combinazioni SLE.....	44
4.13	Sollecitazioni sulla soletta.....	46
4.13.1	Valori caratteristici.....	46
4.13.2	Combinazioni SLU.....	47
4.13.3	Combinazioni SLE.....	47
4.14	Reazioni massime agli appoggi.....	48

4.14.1	Forze Orizzontali	48
4.14.2	Valori caratteristici reazioni verticali	48
4.14.3	Combinazioni.....	49
4.15	Deformazioni.....	51
4.15.1	Prima fase.....	51
4.15.2	Seconda fase	51
4.15.3	Combinazione SLE rara - frecce totali di 2a fase.....	52
4.16	Azione sismica.....	53
4.16.1	Parametri per la determinazione dell'azione sismica	53
4.16.2	Spettro di risposta.....	53
4.16.3	Azioni sismiche SLE.....	55
4.16.4	Azioni sismiche SLU.....	61
5	GIUNTI	67
5.1	Escursione termica.....	67
5.2	Escursione sismica.....	67
5.3	Dimensionamento dei giunti.....	67
6	VERIFICA DELLA TRAVE IN CAP	68
6.1	Oggetto della relazione.....	68
6.2	Normative, convenzioni ed ipotesi di base	68
6.2.1	Sistema di riferimento.....	68
6.2.2	Normativa.....	68
6.2.3	Unità di misura	68
6.2.4	Modello di calcolo.....	68
6.2.5	Codice di calcolo	69
6.3	Dati di calcolo.....	69
6.3.1	Dati geometrici	69
6.3.2	Armature trave prefabbricata	70
6.3.3	Materiali - resistenze di calcolo	71
6.3.4	Cadute di tensione.....	73
6.4	Stati limite di esercizio.....	74
6.4.1	Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo	74
6.4.2	Stato limite di fessurazione travi prefabbricate	75
6.4.3	Stato Limite di deformazione.....	75
6.5	Stati limite ultimi	76
6.5.1	Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti.....	76
6.5.2	Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti.....	76
6.6	Verifica delle sezioni.....	78
6.6.1	Verifica sezione X=0,00 - appoggio.....	78
6.6.2	Verifica sezione X=106,25 - trentaduesimi	83
6.6.3	Verifica sezione X=212,50 - sedicesimi.....	89
6.6.4	Verifica sezione X=425,00 - ottavi.....	95
6.6.5	Verifica sezione X=850,00 - quarti	101
6.6.6	Verifica sezione X=1700,00 - mezzeria	107
6.7	Grafici sintetici delle verifiche.....	113
7	VERIFICA DEL TRAVERSO DI CAMPATA	124
7.1	Introduzione	124
7.2	Verifiche.....	125
7.2.1	Verifica a flessione SLU.....	125
7.2.2	Verifiche SLE – Combinazione quasi permanente.....	129
7.2.3	Verifiche SLE – Combinazione frequente.....	133
7.2.4	Verifiche SLE – Combinazione rara	137

8	VERIFICA DELLA SOLETTA	141
8.1	Introduzione	141
8.2	Verifiche.....	142
8.2.1	<i>Verifica a flessione SLU</i>	142
8.2.2	<i>Verifiche SLE – Combinazione quasi permanente</i>	144
8.2.3	<i>Verifiche SLE – Combinazione frequente</i>	146
8.2.4	<i>Verifiche SLE – Combinazione rara</i>	148

1 INTRODUZIONE

Il viadotto oggetto della presente relazione di calcolo si inserisce nell'ambito dell'intervento di collegamento dello Svincolo Milano Oltre con Via Rugacesio.

L'opera di attraversamento presenta una larghezza complessiva in retto di 15,00 m, di cui 10,50 m di carreggiata utile per il transito dei veicoli e 2,50 di pista ciclopedonale, separate da un cordolo centrale di larghezza 1,00 m; sono presenti inoltre due marciapiedi laterali di larghezza 0,70 m e 0,30 m.

In senso longitudinale il viadotto presenta una campata in semplice appoggio di luce 34,00 m misurata in asse agli appoggi.

Esso è costituito da 6 travi prefabbricate in cemento armato precompresso a trefoli aderenti pretesi, disposte ad interasse di 250 cm. Le travi hanno calcestruzzo con resistenza caratteristica R_{ck} 55 N/mm² e sono precomprese da 72 trefoli in acciaio armonico con tensione caratteristica di snervamento $f_p(0,1)k = 16.700$ daN/cm².

Le travi hanno forma a U con larghezza totale di 249 cm ed altezza 160 cm, disposte ad interasse di 250 cm; al di sopra delle travi è posta una soletta in calcestruzzo armato, con resistenza caratteristica R_{ck} 40 N/mm², dello spessore di 25 cm gettata in opera.

Sono presenti due traversi di appoggio di larghezza 40 cm ed un traverso di campata disposto in mezzzeria di larghezza 30 cm.

2 NORMATIVA E MATERIALI

2.1 Normativa

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in base alle seguenti disposizioni:

- Legge 5/11/1971 n° 1086: "Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. 9/01/1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Ordinanza del P.C.M. 20/03/2003 n° 3274: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzioni in zona sismica".
- D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

2.2 Materiali

2.2.1 Calcestruzzo

2.2.1.1 Calcestruzzo per travi prefabbricate in c.a.p.

Classe minima	C45/55		
Classe minima allo sforno	C35/45		
Classe di esposizione ambientale	XC3-XF2		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	≥ 55	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83 =$	45.65	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	53.65	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} =$	36416	MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} =$	3.83	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.68	MPa
<u>Stato limite ultimo</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	25.87	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.79	MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} =$	3.5	‰
<u>Stato limite di esercizio</u>			
Tensione max di compressione – Rilascio dei trefoli	$\sigma_c = 0.70 \cdot f_{ckj} =$	26.15	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	27.39	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi perm.	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} =$	20.54	MPa

2.2.1.2 Calcestruzzo per soletta, traversi e cordoli di impalcato

Classe minima	C32/40		
Classe di esposizione ambientale	XC4-XF2		
Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg	R_{ck}	≥ 40	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83 =$	33.20	MPa
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
Modulo elastico	$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} =$	33643	MPa
Valore medio di resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} =$	3.10	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.17	MPa
<u>Stato limite ultimo</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.5	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{CC} =$	0.85	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{CC} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	18.81	MPa

Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.45	MPa
Valore ultimo della deformazione a compressione	$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$		
<u>Stato limite di esercizio</u>			
Tensione max di compressione – Comb. Rara	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92	MPa
Tensione max di compressione – Comb. Quasi perm.	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} =$	14.94	MPa

2.2.2 Acciaio

2.2.2.1 Acciaio per armature lente

Classe	B450C		
Tensione caratteristica di rottura a trazione	f_{tk}	≥ 540	MPa
Tensione caratteristica di snervamento a trazione	f_{yk}	≥ 450	MPa
Modulo elastico	$E_s =$	200000	MPa
<u>Stato limite ultimo</u>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30	MPa
Valore ultimo della deformazione a trazione	$\epsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$		
<u>Stato limite di esercizio</u>			
Tensione max di trazione	$\sigma_s = 0.80 * f_{yk} =$	360.00	MPa

2.2.2.2 Acciaio da precompressione

Tipo	Trefoli 6/10" (1,39 cm ²)		
Tensione di rottura	f_{ptk}	≥ 1860	MPa
Tensione di snervamento	$f_{p(0,1)k}$	≥ 1670	MPa
Tensione iniziale	σ_{p0}	$= 1400$	MPa

2.3 Durabilità dei materiali

2.3.1 Conglomerati cementizi

Le classi di esposizione e le conseguenti limitazioni sulla composizione del calcestruzzo sono state ricavate ai sensi della normativa UNI EN 206-1 e UNI 11104, delle istruzioni contenute nella C.M. n°617 per l'applicazione delle NTC2008.

A seconda dell'esposizione ambientale, per opere con $V_N = 50$ anni la circolare al punto C4.1.6.1.3 impone il rispetto dei limiti di copriferro minimi c_{min} riportati nella tabella successiva e, per strutture con $V_N = 100$ anni, una maggiorazione pari a $c_{min} + 10$ mm, per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori sono da aumentare pari a $c_{min} + 5$ mm, se i controlli di produzione sono di qualità può essere considerato $c_{min} - 5$ mm.

Le tolleranze di posa sono denominate Δc_{dev} e variano a seconda dei casi (getto controterra, su cassero, ecc...).

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Copriferri minimi in mm ($V_N = 50$ anni)

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per la soletta, i traversi e i cordoli di impalcato la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è parzialmente in contatto con l'ambiente esterno dove avviene il transito veicolare. La zona esposta è quindi parzialmente a vista, soggetta ad umidità moderata con spruzzi d'acqua eventualmente contenenti cloruri e indirettamente a contatto con acqua piovana contenente agenti disgelanti. Si considera quindi classe XC4-XF2 con le relative limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.50
- Classe di resistenza > C32/40
- Dosaggio cemento > 340 kg/m³
- Contenuto di aria > 4%
- Aggregati di adeguata resistenza al gelo/disgelo (conformi alla UNI EN 12620)

Le strutture in esame sono in ambiente aggressivo, pertanto adottando copriferro minimo nominale $c = 30$ mm (inteso come spessore netto di ricoprimento) e controllo di qualità nella posa si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 25 + 5 + 0 = 30 \text{ mm} < c = 30 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

Per la travi prefabbricate, la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è in contatto solo con l'ambiente interno dove avviene il transito veicolare. La zona esposta è quindi a vista, soggetta ad umidità bassa e indirettamente a contatto con acqua piovana contenente agenti disgelanti. Si considera quindi classe XC3-XF2 con le relative limitazioni:

- Rapporto acqua/cemento < 0.50
- Classe di resistenza > C30/37
- Dosaggio cemento > 340 kg/m³
- Contenuto di aria > 4%
- Aggregati di adeguata resistenza al gelo/disgelo (conformi alla UNI EN 12620)

Le strutture in esame sono in ambiente ordinario, pertanto adottando copriferro minimo nominale $c = 30$ mm (inteso come spessore netto di ricoprimento) per le armature ordinarie e $c = 40$ mm per le armature pretese si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 20 + 5 + 0 = 25 \text{ mm} < c = 30 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} + 0 = 30 + 5 + 0 = 35 \text{ mm} < c = 40 \text{ mm} \quad \text{OK VERIFICATO}$$

3 DESCRIZIONE DELL' IMPALCATO

Si svolge la verifica di un impalcato da ponte in semplice appoggio, realizzato con l'uso di travi prefabbricate precomprese a trefoli aderenti, solidarizzate tra loro con soletta collaborante gettata in opera.

Il peso della soletta, come pure i sovraccarichi permanenti, si suddividono tra le varie travi proporzionalmente alle rispettive larghezze di soletta collaborante.

I carichi accidentali sono quelli previsti dal vigente regolamento per ponti stradali; essi si ripartiscono tra le travi mediante il metodo di Massonnet-Guyon, i cui parametri flessionale e torsionale sono calcolati facendo riferimento alle caratteristiche statico-geometriche della sezione di solo calcestruzzo di una trave interna, con la rispettiva soletta collaborante.

Si tiene conto della diversa classe di calcestruzzo fra trave e soletta, tramite un coefficiente d'omogeneizzazione pari al rapporto tra i rispettivi moduli elastici convenzionali di regolamento; si trascura l'eventuale contributo statico offerto dal calcestruzzo di soletta presente sotto la quota d'estradosso della trave.

Le cadute di tensione nell'armatura di precompressione si scontano in parte sulla trave isolata e in parte sulla sezione composta, nelle proporzioni indicate in seguito.

Si tiene conto del ritiro differenziale fra trave e soletta, valutandone gli effetti sullo stato tensionale della sezione composta e sulle tensioni tangenziali di scorrimento all'estradosso trave.

DATI DELL'IMPALCATO

Luce di calcolo	34,00
Larghezza cordolo sinistro	0,70
Larghezza carreggiata sinistra	10,50
Larghezza cordolo centrale	1,00
Larghezza carreggiata destra	2,50
Larghezza cordolo destro	0,30
Larghezza fuori tutto impalcato	15,00
Numero travi	6
Interasse travi	2,50
Larghezza travi	2,49
Lunghezza retrotrave	0,50
Lunghezza ringrosso	1,65
Lunghezza svasatura	0,85
Spessore medio soletta	0,25
Luce di calcolo soletta	1,16
Larghezza marciapiede sinistro	0,70
Larghezza marciapiede destro	0,30
Spessore medio cordoli	0,16

Traversi in campata

Numero traversi	1
Altezza sezione traversi	1,49
Spessore sezione traversi	0,30

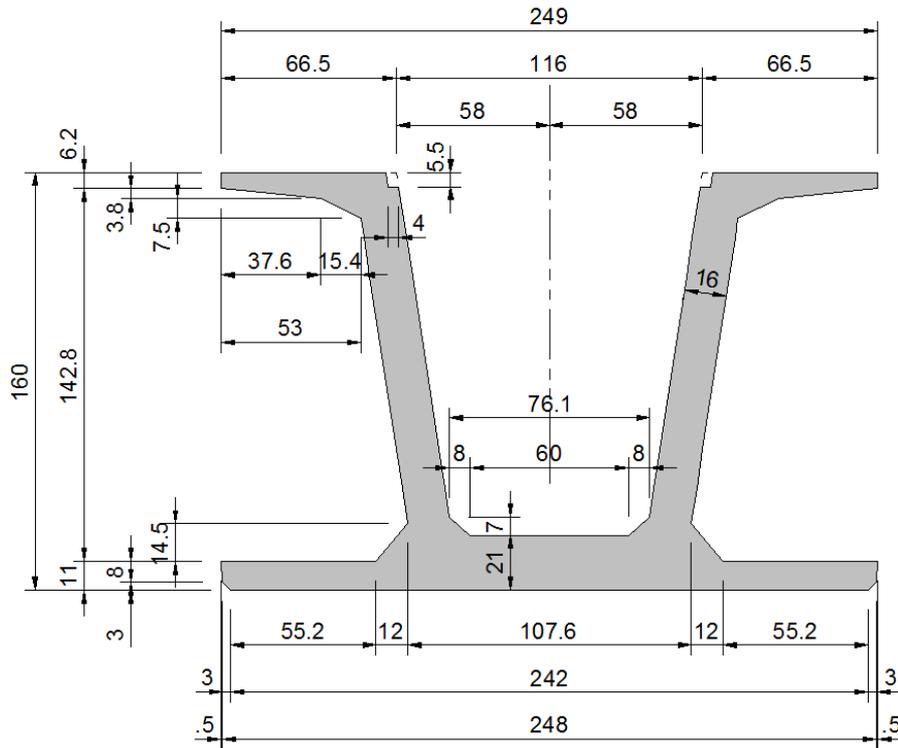
n.	X
1	17,00

Traversi in testata

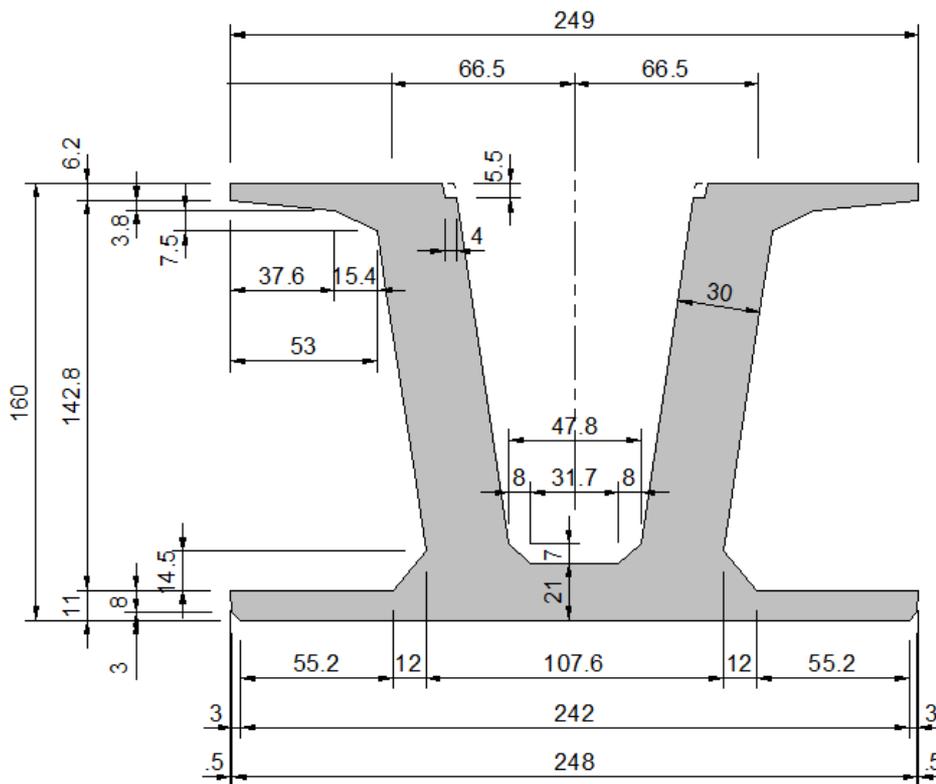
Altezza sezione traversi	1,49
Spessore sezione traversi	0,40

n.	X
1	0,00
2	34,00

Di seguito si riporta la geometria della trave utilizzata nel calcolo:



Sezione in campata



Sezione in testata

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano nelle tabelle le caratteristiche geometriche delle travi nelle due fasi e degli elementi necessari alla modellazione dell'impalcato.

Trave in campata:

Area	=	9.460	cm ²
Distanza baricentro dalla base	=	62,20	cm
Momento di inerzia baricentrico x-x	=	30.422.026	cm ⁴
Momento di inerzia baricentrico y-y	=	38.641.417	cm ⁴

Trave in campata + soletta collaborante 250 x 25:

Area normale	=	15.204	cm ²
Distanza baricentro dalla base	=	103,87	cm
Momento di inerzia flessionale x-x	=	74.199.877	cm ⁴

Trave in testata:

Area	=	13.396	cm ²
Distanza baricentro dalla base	=	70,52	cm
Momento di inerzia baricentrico x-x	=	38.984.335	cm ⁴
Momento di inerzia baricentrico y-y	=	45.306.540	cm ⁴

Trave in testata + soletta collaborante 250 x 25:

Area normale	=	19.140	cm ²
Distanza baricentro dalla base	=	101,12	cm
Momento di inerzia flessionale x-x	=	81.097.218	cm ⁴

Sezione in campata :

Coeff. rigidità torsionale	18850909,0000	cm ⁴
Spessore totale anime	32,000	cm
Numero anime	2	
Area torsionale	18000,0000	cm ²
Spessore membrana	16,000	cm
Perimetro area torsionale	550,000	cm

Sezione in testata :

Coeff. rigidità torsionale	28549150,00	cm ⁴
Spessore totale anime	60,000	cm
Numero anime	2	
Area torsionale	15760,0000	cm ²
Spessore membrana	30,000	cm
Perimetro area torsionale	522,000	cm

4 FASE DI ANALISI

4.1 Unita' di misura e convenzioni di segno

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza : m
forza : KN

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (≈ 25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso. Le tensioni sono positive se di trazione, sia per quanto riguarda il calcestruzzo che l'acciaio.

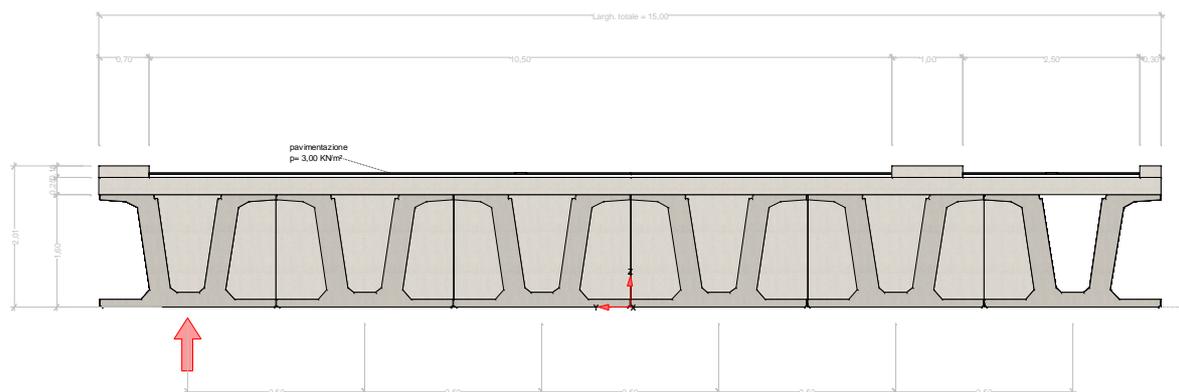
4.2 Sistema di riferimento

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso. L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente. L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x).

Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra guardando le sezioni nelle figure allegate.

Le grandezze x sono sempre positive.

L'asse delle z, ortogonale al piano x,y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.



4.3 Modalità di costruzione dell'impalcato

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti. Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

SECONDA FASE

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

4.3.1 Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.

Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ_{spi} prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la cassetta, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza R_{ck} che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza R_{ck} si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

4.4 Sovraccarichi adottati e norme di calcolo

Nella stesura del calcolo sono rispettate le seguenti norme:

Normative sui ponti stradali:

- DM 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

Per la stesura della presente relazione si sono inoltre seguite le indicazioni contenute nei documenti :

- CNR 10024/84 - Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- NTC 2008 - 10.2 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

4.5 Metodo ed ipotesi di calcolo

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta. Esso si presenta quindi come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de pontres ed dalles orthotropes selon la Method Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \cdot B = n \cdot i$$

$n = n.\text{travi}$, $i = \text{interasse travi}$

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\pi x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e ; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\pi x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e , il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- a) dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
- b) dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico
- c) dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1)
- d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale

4.6 Dati impalcato

Tipo di impalcato: travi in c.a.p. più soletta collaborante

4.6.1 Dati geometrici

Luce di calcolo	34,00
Larghezza cordolo sinistro	0,70
Larghezza carreggiata sinistra	10,50
Larghezza cordolo centrale	1,00
Larghezza carreggiata destra	2,50
Larghezza cordolo destro	0,30
Larghezza fuori tutto impalcato	15,00
Numero travi	6
Interasse travi	2,50
Larghezza travi	2,49
Lunghezza retrotrave	0,50
Lunghezza ringrosso	1,65
Lunghezza svasatura	0,85
Eccentricità travi-soletta	0,00
Spessore medio soletta	0,25
Spessore minimo soletta	0,25
Luce di calcolo soletta	1,16
Larghezza marciapiede sinistro	0,70
Dist. marciapiede sinistro	0,70
Larghezza marciapiede destro	0,30
Dist. marciapiede destro	0,30
Spessore medio cordoli	0,16

4.6.2 Traversi in campata

Numero traversi		1
Altezza sezione traversi		1,49
Spessore sezione traversi		0,30
n.	X	
1	17,00	

4.6.3 Traversi in testata

Altezza sezione traversi		1,49
Spessore sezione traversi		0,40
n.	X	
1	0,00	
2	34,00	

4.6.4 Trave prefabbricata

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato il sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

4.6.4.1 Sezione in campata

Vertice n.	x	y
1	-1,245	0,110
2	-0,658	0,110
3	-0,538	0,255
4	-0,715	1,425
5	-0,869	1,500
6	-1,245	1,538
7	-1,245	1,600
8	-0,620	1,600
9	-0,612	1,545
10	-0,572	1,545
11	-0,380	0,280
12	-0,300	0,210
13	0,300	0,210
14	0,380	0,280
15	0,572	1,545
16	0,612	1,545
17	0,620	1,600
18	1,245	1,600
19	1,245	1,538
20	0,869	1,500
21	0,715	1,425
22	0,538	0,255
23	0,658	0,110
24	1,245	0,110
25	1,240	0,030
26	1,210	0,000
27	-1,210	0,000
28	-1,240	0,030
29	-1,245	0,110
30	0,000	0,125

Altezza della sezione	1,60
Spessore complessivo anime	0,32
Area sezione di calcestruzzo	0,95
Ordinata y baricentro	0,62
Ascissa x baricentro	0,00
J baricentro	0,30
Coefficiente torsionale	0,19

4.6.4.2 Sezione in testata

Vertice n.	x	y
1	-1,245	0,110
2	-0,658	0,110
3	-0,538	0,255
4	-0,715	1,425
5	-0,869	1,500
6	-1,245	1,538
7	-1,245	1,600
8	-0,478	1,600
9	-0,470	1,545
10	-0,430	1,545
11	-0,239	0,280
12	-0,159	0,210
13	0,159	0,210
14	0,239	0,280
15	0,430	1,545
16	0,470	1,545
17	0,478	1,600
18	1,245	1,600
19	1,245	1,538
20	0,869	1,500
21	0,715	1,425
22	0,538	0,255
23	0,658	0,110
24	1,245	0,110
25	1,240	0,030
26	1,210	0,000
27	-1,210	0,000
28	-1,240	0,030
29	-1,245	0,110
30	0,000	0,125

Altezza della sezione	1,60
Spessore complessivo anime	0,60
Area sezione di calcestruzzo	1,34
Ordinata y baricentro	0,71
Ascissa x baricentro	0,00
J baricentro	0,39
Coefficiente torsionale	0,29

4.6.5 Parametri dei materiali

Ritiro differenziale trave - soletta	0,00027
Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave	0,92
E trave/soletta (calcolo frecce)	3E7
Peso specifico trave prefabbricata	24,5250
Peso specifico calcestruzzo getto in opera	25,0000

4.7 Ripartizione trasversale dei carichi

4.7.1 Parametri di Massonnet

Trave verificata: 6	eccentricità Y	6,25
Luce di calcolo travi principali	L	34,00
Interasse traversi	L1	17,00
Semilarghezza teorica impalcato	B	7,50
Interasse travi	B1	2,50

Trave:

$A_p = 1,52$ (area sezione cls trave+soletta)

$D_p = 1,04$ (quota baricentro)

$J_p = 0,74$ (momento d'inerzia flessionale)

$C_p = 0,19$ (coefficiente di torsione)

Traverso:

$A_e = 1,15$ (area sezione traverso/soletta)

$D_e = 1,28$ (quota baricentro da base sezione)

$J_e = 0,29$ (momento d'inerzia flessionale)

$C_e = 0,01$ (coefficiente di torsione)

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 2,80

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 0,92

Teta = 0,459 Radice alfa = 0,744

4.7.1 Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 6^a trave che ha una eccentricità Y = -6,25 [m] e che risulta essere la più sollecitata:

Y=	7,50	5,63	3,75	1,88	0,00	-1,88	-3,75	-5,63	-7,50
K_0	3,821	3,004	2,204	1,470	0,821	0,249	-0,266	-0,751	-1,225
K_1	1,757	1,550	1,325	1,110	0,924	0,772	0,652	0,559	0,481
K_α	2,286	1,923	1,550	1,202	0,897	0,638	0,417	0,223	0,044

Vengono riportati di seguito i coefficienti μ_a relativi alla sezione $Y = 0,00$ del traverso, ed alla prima armonica.

Y=	7,50	5,63	3,75	1,88	0,00	-1,88	-3,75	-5,63	-7,50
μ_a	-0,118	-0,068	-0,011	0,062	0,165	0,062	-0,011	-0,068	-0,118

Diagramma di ripartizione trasversale - coeff. K_a di Massonet

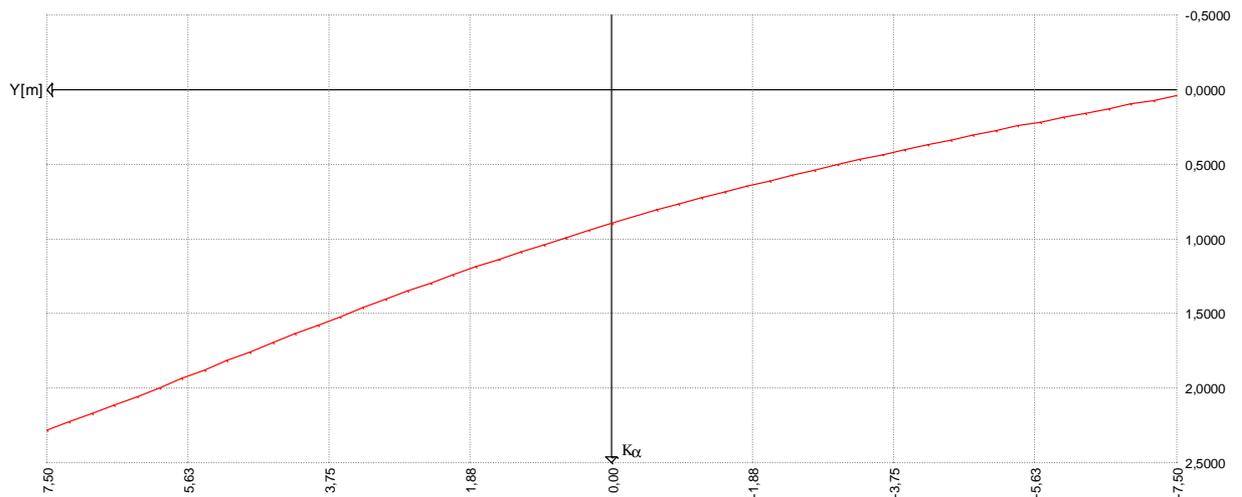
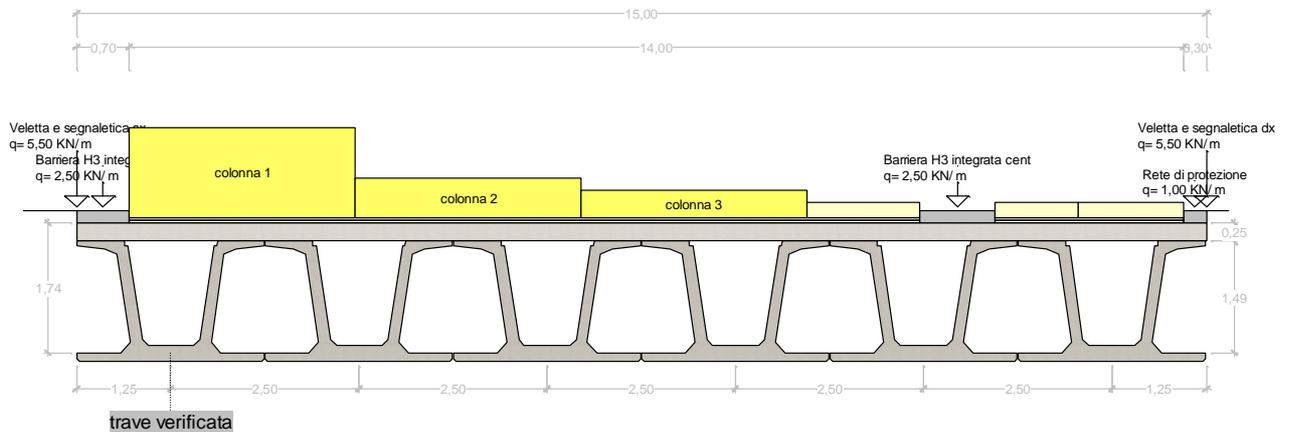


Diagramma coeff. μ di influenza del traverso, configurazione del carico per M max

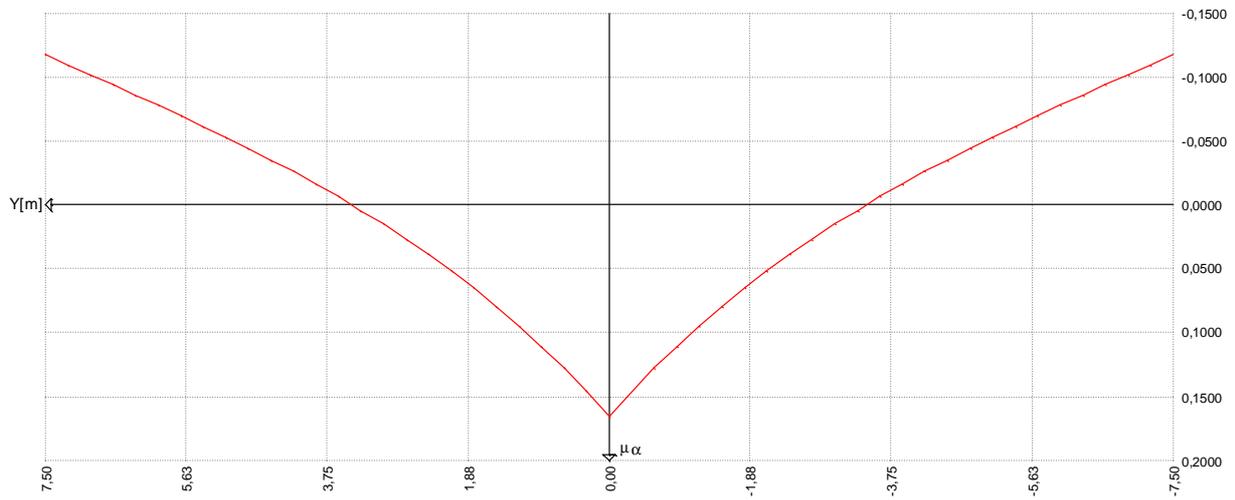
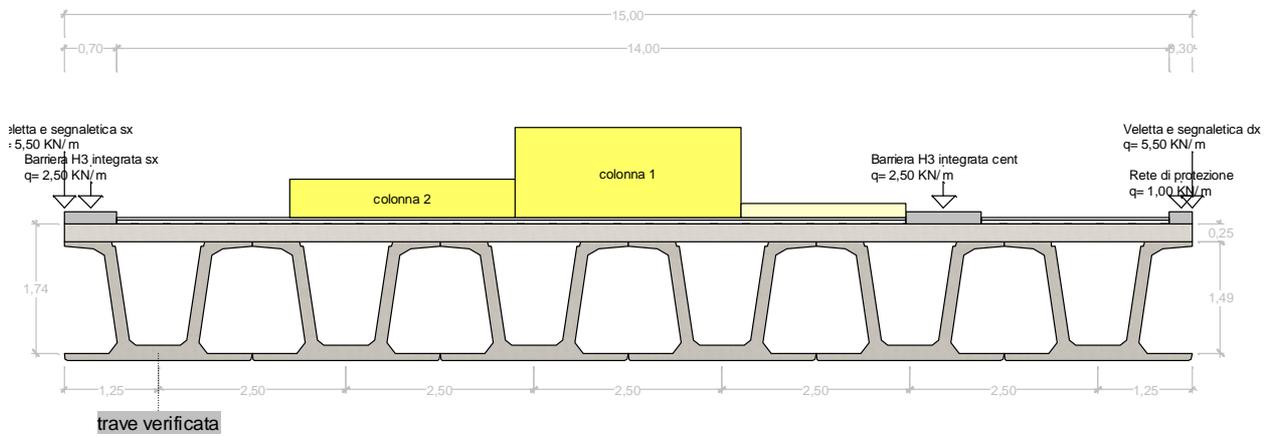
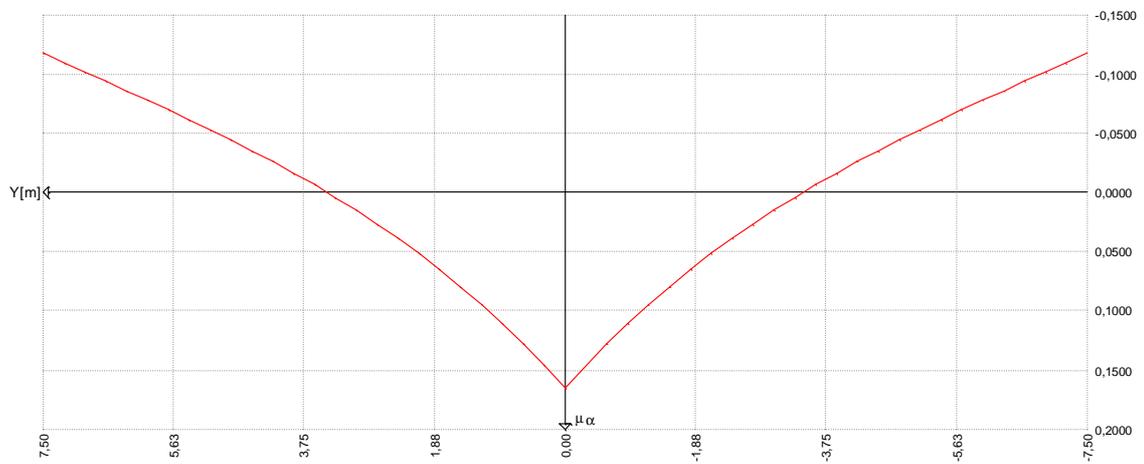
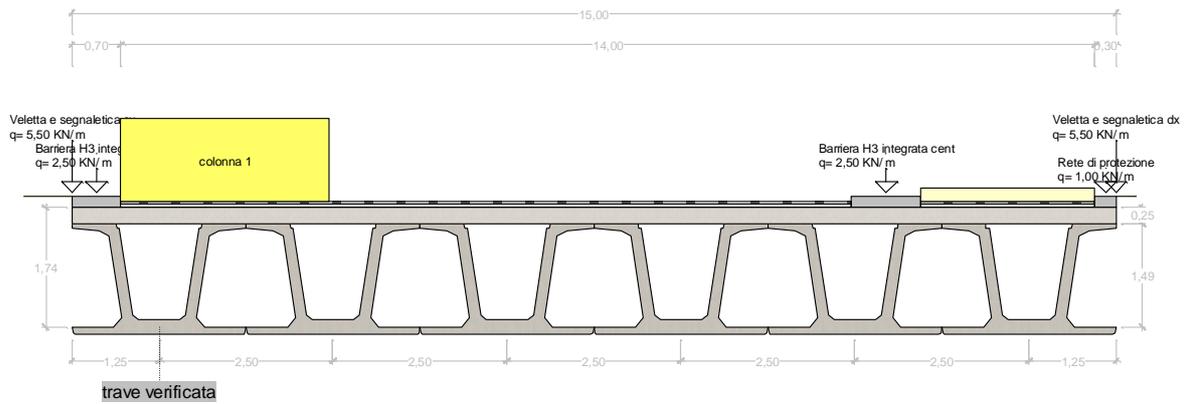


Diagramma coeff. μ di influenza del traverso, configurazione del carico per M min



4.8 Analisi dei carichi

4.8.1 Valori caratteristici delle azioni permanenti

4.8.1.1 Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	35,00	[m]
Peso trave (sezione filante)	23,20	[KN/m]
Peso trave (sezione ringrossata)	32,85	[KN/m]
Peso totale trave prefabbricata	852,07	[KN]
Peso soletta gravante sulla trave	15,62	[KN/m]
Peso trasverso in testata	23,59	[KN]
Peso trasverso in campata	20,30	[KN]

Carichi lineari per trave (extra1)

n.	Descrizione	I [KN/m]	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	Predalle	1,60	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale

4.8.1.2 Fase 2

Pavimentazione

Peso pavimentazione (3,00 [KN/m²]) gravante sulla trave: 6,53 [KN/m]

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente K_{α} di Massonnet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del carico pavimentazione agente sulla trave considerata

Peso dei cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato in sezione trasversale con data eccentricità.

	peso lineare [KN/m]	Ecc. Y	peso totale [KN]
cordolo sinistro	2,80	7,15	95,20
cordolo centrale	4,00	-4,20	136,00
cordolo destro	1,20	-7,35	40,80

Peso totale cordoli = 272,00

Carichi lineari di 2a fase sull'impalcato (extra2)

A questi carichi viene applicato il metodo di Massonnet calcolandone il relativo coefficiente di ripartizione trasversale per la trave in esame.

n.	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	Rete di protezione	1,00	-7,35	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale
2	Barriera H3 integrata sx	2,50	7,15	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale
3	Barriera H3 integrata cent	2,50	-4,20	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale
4	Veletta e segnaletica sx	5,50	7,50	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale
5	Veletta e segnaletica dx	5,50	-7,50	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale

4.8.2 Valori caratteristici delle azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : *Stradale 1a categoria*

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	carico asse Q	p	α_Q	α_q
1	Corsia 1	300,00	9,00	1,00	1,00
2	Corsia 2	200,00	2,50	1,00	1,00
3	Corsia 3	100,00	2,50	1,00	1,00

Carico folla sui marciapiedi= 0,00 [KN/m²]

4.9 Coefficienti di combinazione

4.9.1 Stati Limite Ultimi

	$\gamma_{sup.}$	$\gamma_{inf.}$
Coeff. sicurezza carichi permanenti strutturali	1,35	1,00
Coeff. sicurezza carichi permanenti non strutturali	1,50	0,00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1,35	0,00
Coeff. sicurezza carichi vento	1,50	0,00

4.9.2 Stati Limite di Esercizio

Carico	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LM1/UDL	0,40	0,40	0,00
LM1/TS	0,75	0,75	0,00
forze orizzontali	0,00	0,00	0,00
carico pedonale	0,00	0,00	0,00
LM4 folla	0,00	0,75	0,00
LM3	0,00	0,00	0,00
asse singolo LM2	0,00	0,75	0,00
vento	0,60	0,20	0,00
termico	0,60	0,60	0,50

4.10 Applicazione del metodo di massonnet

4.10.1 Peso cordoli

Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
cordolo sinistro	2,80	7,15	2,219	-0,108
cordolo centrale	4,00	-4,20	0,368	-0,026
cordolo destro	1,20	-7,35	0,058	-0,114

4.10.2 Lineari per trave

Vengono considerati concentrati in direzione y e uniformemente distribuiti in direzione x.

n.	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
1	Rete di protezione	1,00	-7,35	0,058	-0,114
2	Barriera H3 integrata sx	2,50	7,15	2,219	-0,108
3	Barriera H3 integrata cent	2,50	-4,20	0,368	-0,026
4	Veletta e segnaletica sx	5,50	7,50	2,286	-0,118
5	Veletta e segnaletica dx	5,50	-7,50	0,044	-0,118

4.10.3 Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 6

Descrizione	Q- α [KN]	q- α [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Corsia 1	300,00	27,00	5,30	3,00	1,858
Corsia 2	200,00	7,50	2,30	3,00	1,278
Corsia 3	100,00	7,50	-0,70	3,00	0,795
Zona Rimanente	0,00	3,75	-2,95	1,50	0,507
Zona Rimanente	0,00	3,50	-6,50	1,40	0,139
Zona Rimanente	0,00	2,75	-5,25	1,10	0,260

Descrizione	q [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Folla marc. sx	0,00	7,85	0,70	2,352
Folla marc. dx	0,00	-7,65	0,30	0,030

Coefficiente di incremento dinamico = 1.0

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

4.10.4 Carichi mobili per calcolo M max su traverso

Per la ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione $Y=0$ in asse travi.

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [KN]	$q \cdot \alpha$ [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300,00	27,00	0,00	3,00	0,165
Corsia 2	200,00	7,50	3,00	3,00	0,015
Zona rimanente	0,00	5,50	-2,60	2,20	0,031

4.10.5 Carichi mobili per calcolo M min su traverso

Per la ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione $Y=0$ in asse travi.

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [KN]	$q \cdot \alpha$ [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300,00	27,00	5,30	3,00	-0,059
Zona rimanente	0,00	6,25	-5,95	2,50	-0,077

Descrizione	q [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Folla SX	0,00	7,85	0,70	-0,127
Folla DX	0,00	-7,65	0,30	-0,121

4.11 Sollecitazioni sulla trave 6

4.11.1 Valori caratteristici sollecitazioni

4.11.1.1 Al taglio trefoli ed in opera

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M	V	M	V
0,00	appoggio	0,00	409,61	0,00	275,78
1,00		391,24	376,90	267,04	260,15
1,06	trentaduesimi	413,77	374,95	282,61	259,21
2,00		754,04	348,25	519,91	244,53
2,13	sedicesimi	799,35	344,99	551,71	242,49
3,00		1089,85	324,80	756,19	228,90
4,00		1403,27	301,60	977,43	213,28
4,25	ottavi	1478,34	295,80	1030,52	209,37
5,00		1693,37	278,40	1182,95	197,65
6,00		1959,81	255,20	1372,54	182,03
7,00		2204,24	232,00	1547,31	166,40
8,00		2423,70	208,80	1705,27	150,78
8,50	quarti	2525,54	197,20	1778,93	142,96
9,00		2622,13	185,60	1849,06	135,15
10,00		2794,94	162,40	1975,60	119,53
11,00		2946,39	139,20	2087,75	103,90
12,00		3073,54	116,00	2183,53	88,28
13,00		3178,01	92,80	2264,04	72,65
14,00		3259,49	69,60	2329,06	57,03
15,00		3316,98	46,40	2377,93	41,40
16,00		3352,79	23,20	2412,20	25,78
17,00	mezzeria	3364,70	0,00	2430,37	10,15
18,00		3352,79	-23,20	2412,20	-25,78
19,00		3316,98	-46,40	2377,93	-41,40
20,00		3259,49	-69,60	2329,06	-57,03
21,00		3178,01	-92,80	2264,04	-72,65
22,00		3073,54	-116,00	2183,53	-88,28
23,00		2946,39	-139,20	2087,75	-103,90
24,00		2794,94	-162,40	1975,60	-119,53
25,00		2622,13	-185,60	1849,06	-135,15
26,00		2423,70	-208,80	1705,27	-150,78
27,00		2204,24	-232,00	1547,31	-166,40
28,00		1959,81	-255,20	1372,54	-182,03
29,00		1693,37	-278,40	1182,95	-197,65
30,00		1403,27	-301,60	977,43	-213,28
31,00		1089,85	-324,80	756,19	-228,90
32,00		753,99	-348,50	519,91	-244,53
33,00		391,05	-377,84	267,04	-260,15
34,00	appoggio	0,00	-409,61	0,00	-275,78

Sez.X	Descrizione	Extra Fase 1	
		M	V
0,00	appoggio	0,00	27,20
1,00		26,31	25,60
1,06	trentaduesimi	27,84	25,50
2,00		51,16	24,00
2,13	sedicesimi	54,28	23,79
3,00		74,32	22,40
4,00		95,93	20,80
4,25	ottavi	101,11	20,40
5,00		115,94	19,20
6,00		134,31	17,60
7,00		151,17	16,00
8,00		166,30	14,40
8,50	quarti	173,33	13,60
9,00		179,99	12,80
10,00		191,91	11,20
11,00		202,35	9,60
12,00		211,12	8,00
13,00		218,33	6,40
14,00		223,94	4,80
15,00		227,91	3,20
16,00		230,38	1,60
17,00	mezzeria	231,20	0,00
18,00		230,38	-1,60
19,00		227,91	-3,20
20,00		223,94	-4,80
21,00		218,33	-6,40
22,00		211,12	-8,00
23,00		202,35	-9,60
24,00		191,91	-11,20
25,00		179,99	-12,80
26,00		166,30	-14,40
27,00		151,17	-16,00
28,00		134,31	-17,60
29,00		115,94	-19,20
30,00		95,93	-20,80
31,00		74,32	-22,40
32,00		51,16	-24,00
33,00		26,31	-25,60
34,00	appoggio	0,00	-27,20

4.11.1.2 Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	21,98	24,59
1,00		21,26	20,69	24,34
1,06	trentaduesimi	22,49	20,61	24,31
2,00		41,34	19,39	23,68
2,13	sedicesimi	43,86	19,23	23,56
3,00		60,05	18,10	22,58
4,00		77,52	16,81	21,14
4,25	ottavi	81,70	16,48	20,73
5,00		93,68	15,51	19,40
6,00		108,53	14,22	17,45
7,00		122,15	12,93	15,38
8,00		134,38	11,64	13,26
8,50	quarti	140,06	10,99	12,22
9,00		145,44	10,34	11,18
10,00		155,07	9,05	9,21
11,00		163,51	7,76	7,38
12,00		170,60	6,46	5,74
13,00		176,42	5,17	4,29
14,00		180,96	3,88	3,03
15,00		184,17	2,59	1,93
16,00		186,16	1,29	0,93
17,00	mezzeria	186,83	0,00	0,00
18,00		186,16	-1,29	-0,93
19,00		184,17	-2,59	-1,93
20,00		180,96	-3,88	-3,03
21,00		176,42	-5,17	-4,29
22,00		170,60	-6,46	-5,74
23,00		163,51	-7,76	-7,38
24,00		155,07	-9,05	-9,21
25,00		145,44	-10,34	-11,18
26,00		134,38	-11,64	-13,26
27,00		122,15	-12,93	-15,38
28,00		108,53	-14,22	-17,45
29,00		93,68	-15,51	-19,40
30,00		77,52	-16,81	-21,14
31,00		60,05	-18,10	-22,58
32,00		41,34	-19,39	-23,68
33,00		21,26	-20,69	-24,34
34,00	appoggio	0,00	-21,98	-24,59

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	165,81	83,58
1,00		160,35	156,05	82,84
1,06	trentaduesimi	169,69	155,47	82,75
2,00		311,86	146,30	80,91
2,13	sedicesimi	330,89	145,03	80,57
3,00		453,01	136,55	77,69
4,00		584,77	126,79	73,43
4,25	ottavi	616,33	124,35	72,23
5,00		706,73	117,04	68,27
6,00		818,74	107,29	62,39
7,00		921,49	97,53	56,06
8,00		1013,75	87,78	49,46
8,50	quarti	1056,57	82,90	46,13
9,00		1097,17	78,03	42,81
10,00		1169,82	68,27	36,31
11,00		1233,49	58,52	30,05
12,00		1286,94	48,77	24,17
13,00		1330,86	39,01	18,69
14,00		1365,11	29,26	13,60
15,00		1389,28	19,51	8,86
16,00		1404,34	9,75	4,36
17,00	mezzeria	1409,34	0,00	0,00
18,00		1404,34	-9,75	-4,36
19,00		1389,28	-19,51	-8,86
20,00		1365,11	-29,26	-13,60
21,00		1330,86	-39,01	-18,69
22,00		1286,94	-48,77	-24,17
23,00		1233,49	-58,52	-30,05
24,00		1169,82	-68,27	-36,31
25,00		1097,17	-78,03	-42,81
26,00		1013,75	-87,78	-49,46
27,00		921,49	-97,53	-56,06
28,00		818,74	-107,29	-62,39
29,00		706,73	-117,04	-68,27
30,00		584,77	-126,79	-73,43
31,00		453,01	-136,55	-77,69
32,00		311,86	-146,30	-80,91
33,00		160,35	-156,05	-82,84
34,00	appoggio	0,00	-165,81	-83,58

4.11.1.3 Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	292,19	2,23
1,00		282,40	283,44	6,76
1,06	trentaduesimi	298,84	282,92	7,09
2,00		548,95	274,69	13,37
2,13	sedicesimi	582,40	273,56	14,44
3,00		796,92	265,95	23,33
4,00		1028,03	257,20	36,12
4,25	ottavi	1083,34	255,01	39,60
5,00		1241,56	248,45	50,49
6,00		1437,25	239,70	64,28
7,00		1616,34	230,95	75,26
8,00		1776,59	222,21	80,89
8,50	quarti	1850,77	217,83	81,30
9,00		1920,99	213,46	79,63
10,00		2046,07	204,71	71,69
11,00		2155,04	195,96	61,31
12,00		2245,67	187,21	49,58
13,00		2319,21	178,46	36,94
14,00		2375,41	169,72	24,57
15,00		2413,52	160,97	14,41
16,00		2435,28	152,22	6,15
17,00	mezzeria	2439,01	-143,47	-1,01
18,00		2435,28	-152,22	-6,15
19,00		2413,52	-160,97	-14,41
20,00		2375,41	-169,72	-24,57
21,00		2319,21	-178,46	-36,94
22,00		2245,67	-187,21	-49,58
23,00		2155,04	-195,96	-61,31
24,00		2046,07	-204,71	-71,69
25,00		1920,99	-213,46	-79,63
26,00		1776,59	-222,21	-80,89
27,00		1616,34	-230,95	-75,26
28,00		1437,25	-239,70	-64,28
29,00		1241,56	-248,45	-50,49
30,00		1028,03	-257,20	-36,12
31,00		796,92	-265,95	-23,33
32,00		548,95	-274,69	-13,37
33,00		282,40	-283,44	-6,76
34,00	appoggio	0,00	-292,19	-2,23

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	194,95	99,84
1,00		188,53	183,67	99,43
1,06	trentaduesimi	199,51	183,00	99,38
2,00		366,67	172,70	98,32
2,13	sedicesimi	389,05	171,29	98,11
3,00		532,63	162,08	96,23
4,00		687,55	151,79	93,09
4,25	ottavi	724,66	149,27	92,14
5,00		830,94	141,84	88,72
6,00		962,64	132,23	83,05
7,00		1083,45	122,94	76,25
8,00		1191,93	114,02	68,42
8,50	quarti	1242,27	109,67	64,28
9,00		1290,01	105,40	60,03
10,00		1375,43	97,16	51,37
11,00		1450,29	89,22	42,82
12,00		1513,13	81,64	34,66
13,00		1564,77	74,39	27,02
14,00		1605,05	67,47	19,91
15,00		1633,46	60,90	13,29
16,00		1651,16	54,64	7,06
17,00	mezzeria	1657,05	41,11	1,19
18,00		1651,16	-54,64	-7,06
19,00		1633,46	-60,90	-13,29
20,00		1605,05	-67,47	-19,91
21,00		1564,77	-74,39	-27,02
22,00		1513,13	-81,64	-34,66
23,00		1450,29	-89,22	-42,82
24,00		1375,43	-97,16	-51,37
25,00		1290,01	-105,40	-60,03
26,00		1191,93	-114,02	-68,42
27,00		1083,45	-122,94	-76,25
28,00		962,64	-132,23	-83,05
29,00		830,94	-141,84	-88,72
30,00		687,55	-151,79	-93,09
31,00		532,63	-162,08	-96,23
32,00		366,67	-172,70	-98,32
33,00		188,53	-183,67	-99,43
34,00	appoggio	0,00	-194,95	-99,84

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	0,00	0,00
1,00		0,00	0,00	0,00
1,06	trentaduesimi	0,00	0,00	0,00
2,00		0,00	0,00	0,00
2,13	sedicesimi	0,00	0,00	0,00
3,00		0,00	0,00	0,00
4,00		0,00	0,00	0,00
4,25	ottavi	0,00	0,00	0,00
5,00		0,00	0,00	0,00
6,00		0,00	0,00	0,00
7,00		0,00	0,00	0,00
8,00		0,00	0,00	0,00
8,50	quarti	0,00	0,00	0,00
9,00		0,00	0,00	0,00
10,00		0,00	0,00	0,00
11,00		0,00	0,00	0,00
12,00		0,00	0,00	0,00
13,00		0,00	0,00	0,00
14,00		0,00	0,00	0,00
15,00		0,00	0,00	0,00
16,00		0,00	0,00	0,00
17,00	mezzeria	0,00	0,00	0,00
18,00		0,00	0,00	0,00
19,00		0,00	0,00	0,00
20,00		0,00	0,00	0,00
21,00		0,00	0,00	0,00
22,00		0,00	0,00	0,00
23,00		0,00	0,00	0,00
24,00		0,00	0,00	0,00
25,00		0,00	0,00	0,00
26,00		0,00	0,00	0,00
27,00		0,00	0,00	0,00
28,00		0,00	0,00	0,00
29,00		0,00	0,00	0,00
30,00		0,00	0,00	0,00
31,00		0,00	0,00	0,00
32,00		0,00	0,00	0,00
33,00		0,00	0,00	0,00
34,00	appoggio	0,00	0,00	0,00

Sez.X		gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	487,14	102,07
1,00		470,94	467,11	106,19
1,06	trentaduesimi	498,36	465,92	106,47
2,00		915,62	447,39	111,69
2,13	sedicesimi	971,45	444,85	112,55
3,00		1329,55	428,03	119,56
4,00		1715,59	408,99	129,21
4,25	ottavi	1807,99	404,28	131,74
5,00		2072,50	390,29	139,21
6,00		2399,89	371,93	147,33
7,00		2699,79	353,90	151,51
8,00		2968,52	336,23	149,31
8,50	quarti	3093,05	327,50	145,59
9,00		3211,01	318,86	139,66
10,00		3421,50	301,86	123,06
11,00		3605,33	285,18	104,13
12,00		3758,81	268,85	84,25
13,00		3883,99	252,85	63,95
14,00		3980,45	237,18	44,47
15,00		4046,98	221,87	27,70
16,00		4086,44	206,86	13,21
17,00	mezzeria	4096,06	-102,36	0,18
18,00		4086,44	-206,86	-13,21
19,00		4046,98	-221,87	-27,70
20,00		3980,45	-237,18	-44,47
21,00		3883,99	-252,85	-63,95
22,00		3758,81	-268,85	-84,25
23,00		3605,33	-285,18	-104,13
24,00		3421,50	-301,86	-123,06
25,00		3211,01	-318,86	-139,66
26,00		2968,52	-336,23	-149,31
27,00		2699,79	-353,90	-151,51
28,00		2399,89	-371,93	-147,33
29,00		2072,50	-390,29	-139,21
30,00		1715,59	-408,99	-129,21
31,00		1329,55	-428,03	-119,56
32,00		915,62	-447,39	-111,69
33,00		470,94	-467,11	-106,19
34,00	appoggio	0,00	-487,14	-102,07

4.11.2 Valori di combinazione

4.11.2.1 Combinazioni SLU

4.11.2.1.1 Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1,k,1} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1,k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	552,97
1,00		528,18	508,81
1,06	trentaduesimi	558,59	506,19
2,00		1017,96	470,14
2,13	sedicesimi	1079,13	465,73
3,00		1471,30	438,48
4,00		1894,42	407,16
4,25	ottavi	1995,76	399,33
5,00		2286,05	375,84
6,00		2645,74	344,52
7,00		2975,72	313,20
8,00		3271,99	281,88
8,50	quarti	3409,48	266,22
9,00		3539,88	250,56
10,00		3773,17	219,24
11,00		3977,63	187,92
12,00		4149,27	156,60
13,00		4290,31	125,28
14,00		4400,31	93,96
15,00		4477,92	62,64
16,00		4526,27	31,32
17,00	mezzeria	4542,34	0,00
18,00		4526,27	-31,32
19,00		4477,92	-62,64
20,00		4400,31	-93,96
21,00		4290,31	-125,28
22,00		4149,27	-156,60
23,00		3977,63	-187,92
24,00		3773,17	-219,24
25,00		3539,88	-250,56
26,00		3271,99	-281,88
27,00		2975,72	-313,20
28,00		2645,74	-344,52
29,00		2286,05	-375,84
30,00		1894,42	-407,16
31,00		1471,30	-438,48
32,00		1017,89	-470,48
33,00		527,92	-510,08
34,00	appoggio	0,00	-552,97

4.11.2.1.2 Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	966,07
1,00		928,13	898,41
1,06	trentaduesimi	981,86	894,38
2,00		1796,57	836,25
2,13	sedicesimi	1905,36	828,79
3,00		2603,63	781,10
4,00		3357,84	726,29
4,25	ottavi	3538,63	712,58
5,00		4056,94	671,47
6,00		4700,15	616,66
7,00		5291,35	561,84
8,00		5823,56	507,03
8,50	quarti	6071,04	479,62
9,00		6306,09	452,22
10,00		6728,08	397,40
11,00		7099,62	342,59
12,00		7413,72	287,77
13,00		7674,25	232,96
14,00		7880,46	178,15
15,00		8030,00	123,33
16,00		8128,31	68,52
17,00	mezzeria	8170,15	13,70
18,00		8128,31	-68,52
19,00		8030,00	-123,33
20,00		7880,46	-178,15
21,00		7674,25	-232,96
22,00		7413,72	-287,77
23,00		7099,62	-342,59
24,00		6728,08	-397,40
25,00		6306,09	-452,22
26,00		5823,56	-507,03
27,00		5291,35	-561,84
28,00		4700,15	-616,66
29,00		4056,94	-671,47
30,00		3357,84	-726,29
31,00		2603,63	-781,10
32,00		1796,51	-836,59
33,00		927,87	-899,68
34,00	appoggio	0,00	-966,07

4.11.2.1.3 Seconda fase P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	1902,09	296,36
1,00		1833,12	1791,02	300,46
1,06	trentaduesimi	1939,55	1784,39	300,68
2,00		3556,27	1685,86	304,11
2,13	sedicesimi	3772,37	1672,84	304,61
3,00		5159,12	1588,19	308,42
4,00		6655,69	1491,30	313,12
4,25	ottavi	7014,22	1467,14	314,19
5,00		8041,38	1394,87	316,52
6,00		9314,62	1298,90	316,05
7,00		10483,21	1203,36	309,40
8,00		11533,11	1108,31	293,67
8,50	quarti	12020,58	1060,94	282,23
9,00		12483,06	1013,68	267,85
10,00		13311,18	919,55	233,02
11,00		14037,79	825,83	195,62
12,00		14648,83	732,60	157,74
13,00		15152,10	639,81	120,17
14,00		15546,04	547,47	84,52
15,00		15825,97	455,60	53,29
16,00		16002,83	364,16	25,62
17,00	mezzeria	16066,06	-128,03	0,24
18,00		16002,83	-364,16	-25,62
19,00		15825,97	-455,60	-53,29
20,00		15546,04	-547,47	-84,52
21,00		15152,10	-639,81	-120,17
22,00		14648,83	-732,60	-157,74
23,00		14037,79	-825,83	-195,62
24,00		13311,18	-919,55	-233,02
25,00		12483,06	-1013,68	-267,85
26,00		11533,11	-1108,31	-293,67
27,00		10483,21	-1203,36	-309,40
28,00		9314,62	-1298,90	-316,05
29,00		8041,38	-1394,87	-316,52
30,00		6655,69	-1491,30	-313,12
31,00		5159,12	-1588,19	-308,42
32,00		3556,20	-1686,20	-304,11
33,00		1832,86	-1792,29	-300,46
34,00	appoggio	0,00	-1902,09	-296,36

4.11.2.2 Combinazioni SLE

4.11.2.2.1 Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	409,61
1,00		391,24	376,90
1,06	trentaduesimi	413,77	374,95
2,00		754,04	348,25
2,13	sedicesimi	799,35	344,99
3,00		1089,85	324,80
4,00		1403,27	301,60
4,25	ottavi	1478,34	295,80
5,00		1693,37	278,40
6,00		1959,81	255,20
7,00		2204,24	232,00
8,00		2423,70	208,80
8,50	quarti	2525,54	197,20
9,00		2622,13	185,60
10,00		2794,94	162,40
11,00		2946,39	139,20
12,00		3073,54	116,00
13,00		3178,01	92,80
14,00		3259,49	69,60
15,00		3316,98	46,40
16,00		3352,79	23,20
17,00	mezzeria	3364,70	0,00
18,00		3352,79	-23,20
19,00		3316,98	-46,40
20,00		3259,49	-69,60
21,00		3178,01	-92,80
22,00		3073,54	-116,00
23,00		2946,39	-139,20
24,00		2794,94	-162,40
25,00		2622,13	-185,60
26,00		2423,70	-208,80
27,00		2204,24	-232,00
28,00		1959,81	-255,20
29,00		1693,37	-278,40
30,00		1403,27	-301,60
31,00		1089,85	-324,80
32,00		753,99	-348,50
33,00		391,05	-377,84
34,00	appoggio	0,00	-409,61

4.11.2.2.2 Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	712,58
1,00		684,58	662,65
1,06	trentaduesimi	724,21	659,67
2,00		1325,11	616,78
2,13	sedicesimi	1405,35	611,27
3,00		1920,36	576,10
4,00		2476,63	535,68
4,25	ottavi	2609,97	525,57
5,00		2992,26	495,25
6,00		3466,67	454,83
7,00		3902,72	414,40
8,00		4295,27	373,98
8,50	quarti	4477,81	353,77
9,00		4651,18	333,55
10,00		4962,44	293,13
11,00		5236,49	252,70
12,00		5468,18	212,28
13,00		5660,37	171,85
14,00		5812,49	131,43
15,00		5922,82	91,00
16,00		5995,37	50,58
17,00	mezzeria	6026,27	10,15
18,00		5995,37	-50,58
19,00		5922,82	-91,00
20,00		5812,49	-131,43
21,00		5660,37	-171,85
22,00		5468,18	-212,28
23,00		5236,49	-252,70
24,00		4962,44	-293,13
25,00		4651,18	-333,55
26,00		4295,27	-373,98
27,00		3902,72	-414,40
28,00		3466,67	-454,83
29,00		2992,26	-495,25
30,00		2476,63	-535,68
31,00		1920,36	-576,10
32,00		1325,06	-617,03
33,00		684,39	-663,59
34,00	appoggio	0,00	-712,58

4.11.2.2.3 Seconda fase - S.L.E. Rara 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2^a \text{ fase}} + Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	674,92	210,24
1,00		652,54	643,85	213,36
1,06	trentaduesimi	690,54	642,00	213,53
2,00		1268,83	613,08	216,27
2,13	sedicesimi	1346,20	609,11	216,69
3,00		1842,62	582,67	219,83
4,00		2377,88	552,59	223,78
4,25	ottavi	2506,03	545,11	224,70
5,00		2872,91	522,84	226,88
6,00		3327,16	493,44	227,18
7,00		3743,44	464,36	222,95
8,00		4116,66	435,64	212,04
8,50	quarti	4289,67	421,40	203,94
9,00		4453,62	407,23	193,65
10,00		4746,39	379,19	168,58
11,00		5002,33	351,46	141,56
12,00		5216,35	324,08	114,16
13,00		5391,27	297,03	86,94
14,00		5526,53	270,32	61,10
15,00		5620,43	243,96	38,49
16,00		5676,94	217,91	18,49
17,00	mezzeria	5692,23	-102,36	0,18
18,00		5676,94	-217,91	-5,29
19,00		5620,43	-243,96	-10,79
20,00		5526,53	-270,32	-16,63
21,00		5391,27	-297,03	-22,98
22,00		5216,35	-324,08	-29,91
23,00		5002,33	-351,46	-37,43
24,00		4746,39	-379,19	-45,52
25,00		4453,62	-407,23	-53,99
26,00		4116,66	-435,64	-62,72
27,00		3743,44	-464,36	-71,44
28,00		3327,16	-493,44	-79,84
29,00		2872,91	-522,84	-87,67
30,00		2377,88	-552,59	-94,57
31,00		1842,62	-582,67	-100,27
32,00		1268,83	-613,08	-104,59
33,00		652,54	-643,85	-107,17
34,00	appoggio	0,00	-674,92	-108,17

4.11.2.2.4 Seconda fase - S.L.E. Frequente 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2^a \text{ fase}} + \Psi_1 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	484,91	149,78
1,00		468,82	462,79	152,01
1,06	trentaduesimi	496,12	461,46	152,13
2,00		911,58	440,79	153,94
2,13	sedicesimi	967,17	437,94	154,21
3,00		1323,81	418,94	156,26
4,00		1708,34	397,21	158,89
4,25	ottavi	1800,40	391,80	159,52
5,00		2063,96	375,63	161,02
6,00		2390,26	354,18	161,28
7,00		2689,28	332,85	158,39
8,00		2957,35	311,68	150,76
8,50	quarti	3081,62	301,13	145,04
9,00		3199,37	290,62	137,73
10,00		3409,62	269,72	119,83
11,00		3593,40	248,94	100,54
12,00		3747,05	228,30	80,97
13,00		3872,60	207,79	61,49
14,00		3969,65	187,41	43,01
15,00		4036,97	167,18	26,91
16,00		4077,42	147,07	12,72
17,00	mezzeria	4088,25	-91,16	0,00
18,00		4077,42	-147,07	-5,29
19,00		4036,97	-167,18	-10,79
20,00		3969,65	-187,41	-16,63
21,00		3872,60	-207,79	-22,98
22,00		3747,05	-228,30	-29,91
23,00		3593,40	-248,94	-37,43
24,00		3409,62	-269,72	-45,52
25,00		3199,37	-290,62	-53,99
26,00		2957,35	-311,68	-62,72
27,00		2689,28	-332,85	-71,44
28,00		2390,26	-354,18	-79,84
29,00		2063,96	-375,63	-87,67
30,00		1708,34	-397,21	-94,57
31,00		1323,81	-418,94	-100,27
32,00		911,58	-440,79	-104,59
33,00		468,82	-462,79	-107,17
34,00	appoggio	0,00	-484,91	-108,17

4.11.2.2.5 Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2^a fase

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2^a \text{ fase}} + \Psi_2 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	187,78	108,17
1,00		181,61	176,74	107,17
1,06	trentaduesimi	192,18	176,08	107,06
2,00		353,20	165,69	104,59
2,13	sedicesimi	374,75	164,26	104,14
3,00		513,06	154,65	100,27
4,00		662,29	143,60	94,57
4,25	ottavi	698,03	140,84	92,97
5,00		800,41	132,55	87,67
6,00		927,27	121,51	79,84
7,00		1043,65	110,46	71,44
8,00		1148,14	99,42	62,72
8,50	quarti	1196,63	93,89	58,35
9,00		1242,62	88,37	53,99
10,00		1324,89	77,32	45,52
11,00		1397,01	66,28	37,43
12,00		1457,54	55,23	29,91
13,00		1507,28	44,18	22,98
14,00		1546,08	33,14	16,63
15,00		1573,45	22,09	10,79
16,00		1590,50	11,05	5,29
17,00	mezzeria	1596,17	0,00	0,00
18,00		1590,50	-11,05	-5,29
19,00		1573,45	-22,09	-10,79
20,00		1546,08	-33,14	-16,63
21,00		1507,28	-44,18	-22,98
22,00		1457,54	-55,23	-29,91
23,00		1397,01	-66,28	-37,43
24,00		1324,89	-77,32	-45,52
25,00		1242,62	-88,37	-53,99
26,00		1148,14	-99,42	-62,72
27,00		1043,65	-110,46	-71,44
28,00		927,27	-121,51	-79,84
29,00		800,41	-132,55	-87,67
30,00		662,29	-143,60	-94,57
31,00		513,06	-154,65	-100,27
32,00		353,20	-165,69	-104,59
33,00		181,61	-176,74	-107,17
34,00	appoggio	0,00	-187,78	-108,17

4.12 Sollecitazioni sul traverso in campata

Vengono valutati i momenti flettenti massimi e minimi agenti sul traverso in campata per effetto dei carichi permanenti e del transito dei carichi da traffico.

4.12.1 Valori caratteristici M

4.12.1.1 Carichi permanenti

Sez.	Descrizione	peso cordoli	Perm Portati
-7,50	estremità dx	0,00	0,00
-7,00		-1,03	-35,79
-6,00		-0,79	-96,16
-5,00		13,60	-142,99
-4,00		24,82	-174,41
-3,00		-19,21	-196,15
-2,00		-51,25	-208,03
-1,00		-73,79	-214,63
0,00	asse travi	-88,35	-216,41
1,00		-95,81	-213,22
2,00		-96,99	-204,77
3,00		-92,12	-190,19
4,00		-80,80	-167,88
5,00		-62,61	-136,11
6,00		-36,52	-92,41
7,00		-1,71	-32,33
7,50	estremità sx	0,00	0,00

4.12.1.2 Carichi da traffico

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax	Mmin
-7,50	estremità dx	0,00	0,00
-7,00		2,21	-52,92
-6,00		42,69	-136,27
-5,00		136,96	-198,16
-4,00		287,41	-243,42
-3,00		487,27	-265,08
-2,00		531,80	-258,99
-1,00		547,72	-266,72
0,00	asse travi	528,08	-259,49
1,00		551,93	-225,41
2,00		531,80	-157,23
3,00		481,35	-78,40
4,00		394,87	-77,53
5,00		270,15	-81,41
6,00		204,76	-69,02
7,00		69,77	-34,11
7,50	estremità sx	0,00	0,00

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax	Mmin
-7,50	estremità dx	0,00	-25,61
-7,00		20,43	-49,33
-6,00		120,14	-127,87
-5,00		311,43	-173,61
-4,00		464,34	-239,07
-3,00		569,82	-303,95
-2,00		737,28	-335,20
-1,00		765,04	-343,98
0,00	asse travi	770,89	-335,93
1,00		746,60	-294,67
2,00		721,71	-231,77
3,00		672,16	-129,44
4,00		594,83	-141,06
5,00		487,02	-116,16
6,00		253,50	-88,18
7,00		61,74	-23,12
7,50	estremità sx	0,00	0,00

Sez.	Descrizione	Folla Marciapiedi	
		Mmax	Mmin
-7,50	estremità dx	0,00	0,00
-7,00		0,00	0,00
-6,00		0,00	0,00
-5,00		0,00	0,00
-4,00		0,00	0,00
-3,00		0,00	0,00
-2,00		0,00	0,00
-1,00		0,00	0,00
0,00	asse travi	0,00	0,00
1,00		0,00	0,00
2,00		0,00	0,00
3,00		0,00	0,00
4,00		0,00	0,00
5,00		0,00	0,00
6,00		0,00	0,00
7,00		0,00	0,00
7,50	estremità sx	0,00	0,00

4.12.2 Combinazioni SLU

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.

4.12.2.1 Persistenti/Transitorie

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-7,50	estremità dx	0,00	0,00
-7,00		29,53	-182,44
-6,00		219,02	-476,97
-5,00		618,92	-685,59
-4,00		1039,69	-869,31
-3,00		1407,86	-1071,68
-2,00		1662,01	-1170,26
-1,00		1698,43	-1245,86
0,00	asse travi	1665,26	-1247,71
1,00		1657,21	-1163,01
2,00		1595,24	-974,55
3,00		1465,13	-690,23
4,00		1255,30	-661,51
5,00		959,56	-557,45
6,00		582,14	-400,13
7,00		175,83	-146,38
7,50	estremità sx	0,00	0,00

4.12.3 Combinazioni SLE

4.12.3.1 Combinazioni Rare

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-7,50	estremità dx	0,00	0,00
-7,00		-14,18	-131,16
-6,00		65,87	-342,63
-5,00		319,00	-491,96
-4,00		602,17	-624,55
-3,00		841,73	-772,04
-2,00		1009,80	-843,74
-1,00		1024,33	-899,01
0,00	asse travi	994,21	-900,19
1,00		989,51	-837,80
2,00		951,75	-699,14
3,00		871,20	-490,15
4,00		741,03	-471,35
5,00		558,45	-397,80
6,00		329,34	-286,12
7,00		97,47	-104,84
7,50	estremità sx	0,00	0,00

4.12.3.2 Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-7,50	estremità dx	0,00	0,00
-7,00		-26,99	-93,08
-6,00		-16,88	-242,92
-5,00		97,90	-343,78
-4,00		251,71	-424,77
-3,00		378,02	-530,81
-2,00		434,48	-583,71
-1,00		428,38	-626,01
0,00	asse travi	399,66	-633,75
1,00		403,57	-599,43
2,00		385,77	-515,74
3,00		347,57	-392,89
4,00		285,41	-364,88
5,00		198,70	-306,84
6,00		126,05	-215,96
7,00		42,99	-74,30
7,50	estremità sx	0,00	0,00

4.12.3.3 Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2^a \text{ fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-7,50	estremità dx	0,00	0,00
-7,00		-36,82	-36,82
-6,00		-96,95	-96,95
-5,00		-129,39	-129,39
-4,00		-149,59	-149,59
-3,00		-215,36	-215,36
-2,00		-259,28	-259,28
-1,00		-288,42	-288,42
0,00	asse travi	-304,76	-304,76
1,00		-309,02	-309,02
2,00		-301,76	-301,76
3,00		-282,31	-282,31
4,00		-248,67	-248,67
5,00		-198,71	-198,71
6,00		-128,92	-128,92
7,00		-34,04	-34,04
7,50	estremità sx	0,00	0,00

4.13 Sollecitazioni sulla soletta

4.13.1 Valori caratteristici

Il momento massimo trasversale dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato servendosi di uno schema semplificato di trave semi incastrata e prendendo il momento in mezzzeria.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta (G1) e della pavimentazione (G2).

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico Schema 2 illustrato nella Normativa al punto 5.1.3.3.5.

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 0,35x0,60 [m]) poste ad un interasse di 2,00 [m]: il carico totale asse è pari a 400,00 [KN]

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato come uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

Luce Soletta	1,16
Carico per ruota - schema 2	200,00
Interasse ruote	2,00
Dimensioni impronta ruota LX x BY	0,35x0,60
Larghezza impronta a metà spessore soletta	1,23
Lunghezza influenza	2,00

Momento flettente trasversale [KN·m/m] (positivo tende le fibre inferiori):

	M max	M min
effetto locale permanenti strutturali	1,05	-0,70
effetto locale permanenti non strutturali	0,50	-0,34
effetto locale LM2	9,10	-9,10
M tot. effetto locale	10,66	-10,14

4.13.2 Combinazioni SLU

4.13.2.1 Persistenti/Transitorie

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M \max = 14,47$$

$$M \min = -13,74$$

4.13.3 Combinazioni SLE

4.13.3.1 Combinazioni Rare

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a fase} + \sum G2_{k,2^a fase} + Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M \max = 10,66$$

$$M \min = -10,14$$

4.13.3.2 Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a fase} + \sum G2_{k,2^a fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M \max = 8,38$$

$$M \min = -7,87$$

4.13.3.3 Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a fase} + \sum G2_{k,2^a fase} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M \max = 1,56$$

$$M \min = -1,04$$

4.14 Reazioni massime agli appoggi

4.14.1 Forze Orizzontali

Azione del vento :	
Altezza barriera	3,00
Pressione cinetica	1,23
Forza totale sull'impalcato Fyw	215,68
Azione longitudinale di frenamento q3 :	
Forza totale sull'impalcato Fxq	451,80
Azione centrifuga Q4 :	
Raggio di curvatura	0,00
Forza totale sull'impalcato Fyq	0,00

4.14.2 Valori caratteristici reazioni verticali

4.14.2.1 Carichi di 1a fase

Trave	peso trave	peso soletta+traversi+extra1
1	426,04	329,30
2	426,04	329,30
3	426,04	329,30
4	426,04	329,30
5	426,04	329,30
6	426,04	329,30

4.14.2.2 Carichi permanenti di 2a fase

Trave	peso cordoli	permanenti portati+extra2
1	27,64	165,36
2	25,04	159,69
3	22,44	156,97
4	20,96	157,76
5	21,10	162,01
6	22,63	169,07

4.14.2.3 Carichi da traffico

Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla Marciapiedi
1	96,32	103,35	0,00
2	134,51	118,38	0,00
3	176,71	135,75	0,00
4	219,91	155,32	0,00
5	259,44	176,13	0,00
6	292,19	194,95	0,00

4.14.3 Combinazioni

4.14.3.1 Combinazioni SLU P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_0 \cdot \gamma_W \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_W \cdot W_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	1578,70	1309,14
2	1638,53	1297,12
3	1711,36	1289,54
4	1795,29	1288,72
5	1883,30	1295,28
6	1965,58	1307,94

Reazione laterale su spalla Ry = 161,76

Reazione longitudinale totale Rx = 609,93

4.14.3.2 SLE Rare

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + W_k + \psi_0 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{0,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	1148,01	948,34
2	1192,96	940,07
3	1247,21	934,75
4	1309,29	934,06
5	1374,01	938,45
6	1434,17	947,04

Reazione laterale su spalla Ry = 107,84

Reazione longitudinale totale Rx = 451,80

4.14.3.3 SLE Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_{1,W} \cdot W_k + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \}$$

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	1061,92	948,34
2	1088,30	940,07
3	1121,58	934,75
4	1161,12	934,06
5	1203,48	938,45
6	1244,16	947,04

Reazione laterale su spalla $R_y = 21,57$

Reazione longitudinale totale $R_x = 0,00$

4.14.3.4 SLE Quasi permanenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

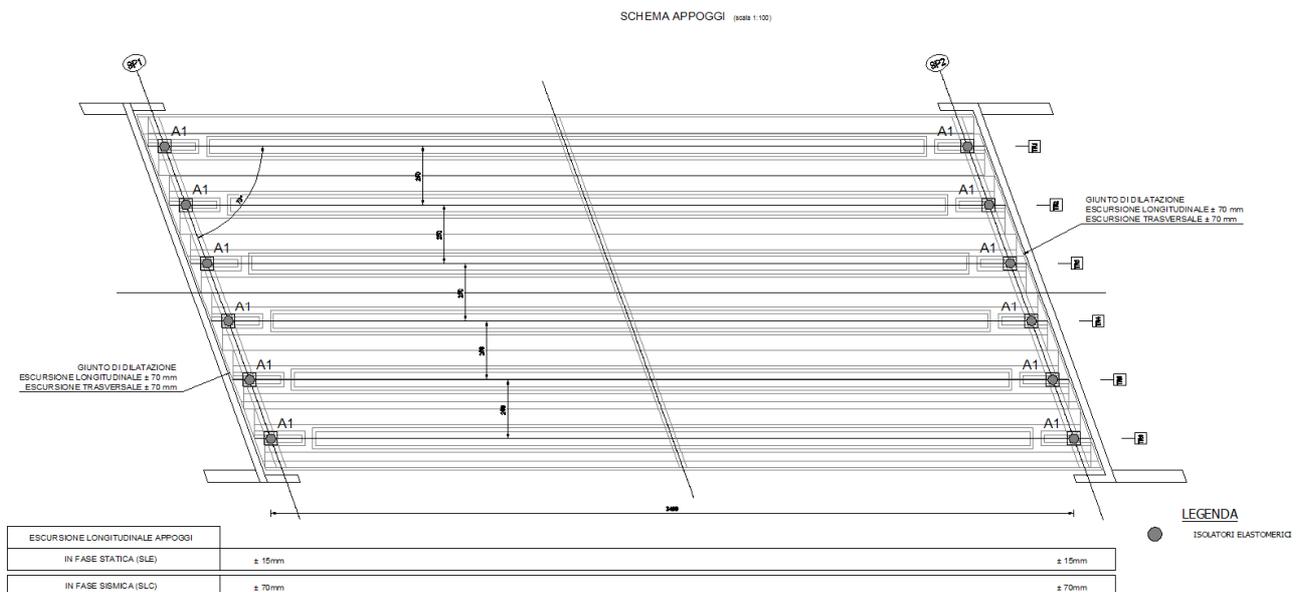
$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k \}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	948,34	948,34
2	940,07	940,07
3	934,75	934,75
4	934,06	934,06
5	938,45	938,45
6	947,04	947,04

Reazione laterale su spalla $R_y = 0,00$

Reazione longitudinale totale $R_x = 0,00$

Si riporta la pianta impalcato con lo schema appoggi isolatori elastomerici:



4.15 Deformazioni

Si calcolano gli abbassamenti in mezzera delle travi per effetto del peso proprio e dei carichi, valori positivi indicano abbassamenti.

I carichi mobili sono disposti come riportato al paragrafo *Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 6*.

Le deformazioni sono calcolate in base ad un valore del modulo elastico del calcestruzzo pari a 30000000,0000 [KN/m²].

I carichi permanenti portati di seconda fase comprendono:

- pavimentazione stradale;
- lineare di 2a fase: Rete di protezione;
- lineare di 2a fase: Barriera H3 integrata sx;
- lineare di 2a fase: Barriera H3 integrata cent;
- lineare di 2a fase: Veletta e segnaletica sx;
- lineare di 2a fase: Veletta e segnaletica dx;

4.15.1 Prima fase

Trave	peso trave	peso soletta+traversi	carichi aggiuntivi
1	0,0379	0,0271	0,0026
2	0,0379	0,0271	0,0026
3	0,0379	0,0271	0,0026
4	0,0379	0,0271	0,0026
5	0,0379	0,0271	0,0026
6	0,0379	0,0271	0,0026

4.15.2 Seconda fase

4.15.2.1 Carichi permanenti

Trave	peso cordoli	permanentemente portati
1	0,0012	0,0075
2	0,0011	0,0075
3	0,0010	0,0076
4	0,0009	0,0077
5	0,0009	0,0077
6	0,0010	0,0076

4.15.2.2 Carichi da traffico

Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla marciapiedi
1	0,0036	0,0048	0,0000
2	0,0050	0,0054	0,0000
3	0,0066	0,0062	0,0000
4	0,0082	0,0071	0,0000
5	0,0097	0,0081	0,0000
6	0,0109	0,0090	0,0000

4.15.3 Combinazione SLE rara - frecce totali di 2a fase

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Trave	F max	F min
1	0,0170	0,0087
2	0,0191	0,0087
3	0,0215	0,0086
4	0,0240	0,0086
5	0,0264	0,0086
6	0,0285	0,0086

4.16 Azione sismica

4.16.1 Parametri per la determinazione dell'azione sismica

Categoria di sottosuolo C
Categoria topografica T1
Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico $\psi_E = 0,2$

q Coefficiente di struttura
 η $1/q$
 a_g Accelerazione orizzontale massima al sito
 T_c^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
 F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

Forze orizzontali :

	η	a_g/g	T_c^*	F_0
SLE	1,00	0,070	0,295	2,646
SLU	0,70	0,070	0,295	2,646

Forze verticali :

	η
SLE	1,00
SLU	0,70

Coefficiente di struttura $q = 1,50$

Dati Spalla

Altezza 6,00

B Trasversale 15,00

B Longitudinale 2,00

Classe calcestruzzo C25/30 $E = 31447161,44$

4.16.2 Spettro di risposta

L'accelerazione orizzontale degli elementi della struttura soggetti all'azione sismica viene calcolata con un modello a mensola. La mensola è rappresentata dall'insieme spalla-fondazione, alla cui sommità è presente una massa rappresentata dall'impalcato. la massa della spalla-fondazione viene concentrata a metà altezza.

Peso Impalcato 11094,58

Peso Carichi Mobili 3020,00

Aliquota Carichi Mobili 0,20

Peso Totale Struttura 11698,58

Massa Struttura [Kg massa] 1192515,76

Rigidezza 304587,32

Periodo fondamentale [s] 0,1605

Peso spalla 4500,00

Massa spalla [Kg massa] 458715,60

Modulo elastico spalla 31447161

Momento d'inerzia trasversale 562,50
Momento d'inerzia longitudinale 10,00
Rigidità trasversale 245680948,75
Rigidità longitudinale 4367661,31
Periodo fondamentale (componente trasversale) [s] 0,0151
Periodo fondamentale (componente longitudinale) [s] 0,1134
Valore massimo del coeff. di amplificazione topografica S_t 1,00

4.16.2.1 Forze orizzontali

Valori per SLE

$$S_s = 1,500$$

$$C_c = 1,571$$

$$T_B = 0,154$$

$$T_C = 0,463$$

$$T_D = 1,880$$

Componente trasversale SLE

$$\text{Spettro di risposta elastico in accelerazione } S_{e \text{ SLE},y} = 0,1219$$

$$\text{Forza sismica totale esercitata sugli appoggi } F_{E \text{ SLE},y} = \pm 1426,20$$

Componente longitudinale SLE

$$\text{Spettro di risposta elastico in accelerazione } S_{e \text{ SLE},x} = 0,2318$$

$$\text{Forza sismica totale esercitata sugli appoggi } F_{E \text{ SLE},x} = \pm 2712,20$$

Valori per SLU

$$S_s = 1,500$$

$$C_c = 1,571$$

$$T_B = 0,154$$

$$T_C = 0,463$$

$$T_D = 1,880$$

Componente trasversale SLU

$$\text{Spettro di risposta elastico in accelerazione } S_{e \text{ SLU},y} = 0,1138$$

$$\text{Forza sismica totale esercitata sugli appoggi } F_{E \text{ SLU},y} = \pm 1330,78$$

Componente longitudinale SLU

$$\text{Spettro di risposta elastico in accelerazione } S_{e \text{ SLU},x} = 0,1707$$

$$\text{Forza sismica totale esercitata sugli appoggi } F_{E \text{ SLU},x} = \pm 1996,60$$

4.16.2.2 Forze verticali

$$T_B = 0,050$$

$$T_C = 0,150$$

$$T_D = 1,000$$

Valori per SLE

$$S_s = 1,000$$

$$\text{Fattore di amplificazione spettrale massima } F_v = 0,945$$

$$\text{Spettro di risposta elastico in accelerazione } S_{ve} = 0,0927$$

Valori per SLU

$S_s = 1,000$

Fattore di amplificazione spettrale massima $F_v = 0,945$

Spettro di risposta elastico in accelerazione $S_{ve} = 0,0649$

4.16.3 Azioni sismiche SLE

4.16.3.1 Trave 6

Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0,00	appoggio	0,00	92,54	11,93
1,00		89,07	86,51	11,91
1,06	trentaduesimi	94,23	86,15	11,90
2,00		172,63	80,87	11,77
2,13	sedicesimi	183,11	80,17	11,75
3,00		250,34	75,71	11,52
4,00		322,93	70,58	11,17
4,25	ottavi	340,32	69,30	11,07
5,00		390,18	65,46	10,71
6,00		452,01	60,35	10,14
7,00		508,81	55,24	9,44
8,00		559,89	50,14	8,59
8,50	quarti	583,62	47,59	8,11
9,00		606,16	45,04	7,60
10,00		646,56	39,96	6,50
11,00		682,07	34,87	5,40
12,00		712,02	29,80	4,34
13,00		736,78	24,73	3,32
14,00		756,27	19,66	2,37
15,00		770,28	14,60	1,51
16,00		779,32	9,55	0,74
17,00	mezzeria	782,89	-0,96	0,00
18,00		779,32	-9,55	-0,74
19,00		770,28	-14,60	-1,51
20,00		756,27	-19,66	-2,37
21,00		736,78	-24,73	-3,32
22,00		712,02	-29,80	-4,34
23,00		682,07	-34,87	-5,40
24,00		646,56	-39,96	-6,50
25,00		606,16	-45,04	-7,60
26,00		559,89	-50,14	-8,59
27,00		508,81	-55,24	-9,44
28,00		452,01	-60,35	-10,14
29,00		390,18	-65,46	-10,71
30,00		322,93	-70,58	-11,17
31,00		250,34	-75,71	-11,52
32,00		172,63	-80,89	-11,77
33,00		89,05	-86,60	-11,91
34,00	appoggio	0,00	-92,54	-11,93

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0,00	appoggio	0,00	-83,50	-10,03
1,00		-80,33	-77,85	-9,94
1,06	trentaduesimi	-84,99	-77,51	-9,93
2,00		-155,65	-72,57	-9,70
2,13	sedicesimi	-165,09	-71,92	-9,66
3,00		-225,68	-67,77	-9,30
4,00		-291,11	-63,00	-8,77
4,25	ottavi	-306,79	-61,80	-8,62
5,00		-351,74	-58,22	-8,13
6,00		-407,50	-53,45	-7,40
7,00		-458,73	-48,68	-6,63
8,00		-504,83	-43,90	-5,82
8,50	quarti	-526,25	-41,52	-5,41
9,00		-546,60	-39,13	-5,01
10,00		-583,10	-34,36	-4,22
11,00		-615,20	-29,58	-3,47
12,00		-642,30	-24,81	-2,77
13,00		-664,74	-20,04	-2,13
14,00		-682,44	-15,26	-1,54
15,00		-695,21	-10,49	-1,00
16,00		-703,52	-5,71	-0,49
17,00	mezzeria	-706,91	-0,94	0,00
18,00		-703,52	5,71	0,49
19,00		-695,21	10,49	1,00
20,00		-682,44	15,26	1,54
21,00		-664,74	20,04	2,13
22,00		-642,30	24,81	2,77
23,00		-615,20	29,58	3,47
24,00		-583,10	34,36	4,22
25,00		-546,60	39,13	5,01
26,00		-504,83	43,90	5,82
27,00		-458,73	48,68	6,63
28,00		-407,50	53,45	7,40
29,00		-351,74	58,22	8,13
30,00		-291,11	63,00	8,77
31,00		-225,68	67,77	9,30
32,00		-155,64	72,59	9,70
33,00		-80,31	77,93	9,94
34,00	appoggio	0,00	83,50	10,03

Combinazione

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2^a \text{ fase}} + \Psi_{2,E} \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \pm E_{SLE} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0,00	appoggio	0,00	319,31	140,07
1,00		308,38	299,98	138,97
1,06	trentaduesimi	326,32	298,83	138,84
2,00		599,17	281,10	136,02
2,13	sedicesimi	635,67	278,69	135,50
3,00		869,93	262,77	131,03
4,00		1122,73	244,54	124,36
4,25	ottavi	1183,29	239,99	122,46
5,00		1356,78	226,38	116,13
6,00		1571,81	208,30	106,59
7,00		1769,15	190,29	96,13
8,00		1946,41	172,36	85,00
8,50	quarti	2028,71	163,42	79,32
9,00		2106,78	154,49	73,60
10,00		2246,54	136,71	62,29
11,00		2369,13	118,99	51,40
12,00		2472,19	101,35	41,18
13,00		2557,02	83,79	31,70
14,00		2623,36	66,29	22,97
15,00		2670,42	48,88	14,96
16,00		2700,05	31,53	7,43
17,00	mezzeria	2710,47	7,27	0,24
18,00		2700,05	-31,53	-7,43
19,00		2670,42	-48,88	-14,96
20,00		2623,36	-66,29	-22,97
21,00		2557,02	-83,79	-31,70
22,00		2472,19	-101,35	-41,18
23,00		2369,13	-118,99	-51,40
24,00		2246,54	-136,71	-62,29
25,00		2106,78	-154,49	-73,60
26,00		1946,41	-172,36	-85,00
27,00		1769,15	-190,29	-96,13
28,00		1571,81	-208,30	-106,59
29,00		1356,78	-226,38	-116,13
30,00		1122,73	-244,54	-124,36
31,00		869,93	-262,77	-131,03
32,00		599,16	-281,12	-136,02
33,00		308,36	-300,07	-138,97
34,00	appoggio	0,00	-319,31	-140,07

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0,00	appoggio	0,00	104,28	98,14
1,00		101,27	98,89	97,23
1,06	trentaduesimi	107,20	98,57	97,13
2,00		197,55	93,12	94,89
2,13	sedicesimi	209,66	92,33	94,48
3,00		287,39	86,88	90,97
4,00		371,18	80,60	85,80
4,25	ottavi	391,24	79,03	84,34
5,00		448,67	74,33	79,54
6,00		519,77	68,06	72,44
7,00		584,92	61,78	64,82
8,00		643,31	55,51	56,91
8,50	quarti	670,37	52,38	52,94
9,00		696,02	49,24	48,99
10,00		741,80	42,97	41,30
11,00		781,81	36,69	33,96
12,00		815,24	30,42	27,14
13,00		842,55	24,15	20,85
14,00		863,63	17,88	15,08
15,00		878,24	11,60	9,79
16,00		886,98	5,33	4,80
17,00	mezzeria	889,25	-0,96	0,00
18,00		886,98	-5,33	-4,80
19,00		878,24	-11,60	-9,79
20,00		863,63	-17,88	-15,08
21,00		842,55	-24,15	-20,85
22,00		815,24	-30,42	-27,14
23,00		781,81	-36,69	-33,96
24,00		741,80	-42,97	-41,30
25,00		696,02	-49,24	-48,99
26,00		643,31	-55,51	-56,91
27,00		584,92	-61,78	-64,82
28,00		519,77	-68,06	-72,44
29,00		448,67	-74,33	-79,54
30,00		371,18	-80,60	-85,80
31,00		287,39	-86,88	-90,97
32,00		197,56	-93,10	-94,89
33,00		101,29	-98,81	-97,23
34,00	appoggio	0,00	-104,28	-98,14

4.16.3.2 Traverso

Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-7,50	estremità dx	0,00	0,00
-7,00		-2,99	-5,16
-6,00		-5,97	-13,55
-5,00		-3,68	-18,73
-4,00		0,07	-22,68
-3,00		-0,37	-30,30
-2,00		-0,51	-34,89
-1,00		-2,40	-38,07
0,00	asse travi	-4,17	-39,31
1,00		-4,57	-38,47
2,00		-4,74	-35,36
3,00		-4,79	-30,04
4,00		-4,71	-27,19
5,00		-4,38	-22,12
6,00		-3,46	-14,87
7,00		-0,72	-4,47
7,50	estremità sx	0,00	0,00

Combinazione

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,\text{gruppo } 1} \pm E_{SLE} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-7,50	estremità dx	0,00	0,00
-7,00		-35,73	-50,27
-6,00		-78,90	-132,38
-5,00		-70,79	-181,00
-4,00		-56,65	-218,58
-3,00		-101,76	-303,98
-2,00		-112,33	-359,26
-1,00		-137,82	-395,27
0,00	asse travi	-154,75	-411,25
1,00		-164,28	-408,16
2,00		-162,16	-385,15
3,00		-152,67	-338,24
4,00		-134,41	-304,90
5,00		-105,69	-244,37
6,00		-81,68	-161,43
7,00		-22,41	-45,85
7,50	estremità sx	0,00	0,00

4.16.3.3 Appoggi

Azione sismica caratteristica

Azione verticale [KN]

Trave	valori massimi		valori minimi	
	Permanenti	Traff. $\Psi_{E=0,20}$	Permanenti	Traff. $\Psi_{E=0,20}$
1	-78,60	-3,31	78,60	0,00
2	-77,92	-4,19	77,92	0,00
3	-77,48	-5,18	77,48	0,00
4	-77,42	-6,22	77,42	0,00
5	-77,78	-7,22	77,78	0,00
6	-78,49	-8,08	78,49	0,00

Azione orizzontale [KN]

	trasversale su ogni spalla		longitudinale intero impalcato	
	Permanenti	Traff. $\Psi_{E=0,20}$	Permanenti	Traff. $\Psi_{E=0,20}$
	687,91	50,30	2616,41	140,03

Combinazione sismica

Azione verticale [KN]

Trave	Rz vert.max	Rz vert. min
1	1026,94	906,36
2	1017,98	908,54
3	1012,23	914,59
4	1011,48	925,47
5	1016,23	940,56
6	1025,53	957,89

Azione orizzontale [KN]

	reazioni massime	reazioni minime
Reazione longitudinale totale	2756,44	-2756,44
Reazione trasversale su ogni pila	738,21	-738,21

4.16.4 Azioni sismiche SLU

4.16.4.1 Trave 6

Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0,00	appoggio	0,00	64,78	8,35
1,00		62,35	60,56	8,34
1,06	trentaduesimi	65,96	60,31	8,33
2,00		120,84	56,61	8,24
2,13	sedicesimi	128,18	56,12	8,22
3,00		175,24	53,00	8,06
4,00		226,05	49,41	7,82
4,25	ottavi	238,23	48,51	7,75
5,00		273,12	45,82	7,50
6,00		316,41	42,24	7,10
7,00		356,17	38,67	6,61
8,00		391,92	35,10	6,01
8,50	quarti	408,54	33,31	5,68
9,00		424,31	31,53	5,32
10,00		452,59	27,97	4,55
11,00		477,45	24,41	3,78
12,00		498,41	20,86	3,04
13,00		515,74	17,31	2,32
14,00		529,39	13,76	1,66
15,00		539,19	10,22	1,06
16,00		545,52	6,69	0,51
17,00	mezzeria	548,02	-0,67	0,00
18,00		545,52	-6,69	-0,51
19,00		539,19	-10,22	-1,06
20,00		529,39	-13,76	-1,66
21,00		515,74	-17,31	-2,32
22,00		498,41	-20,86	-3,04
23,00		477,45	-24,41	-3,78
24,00		452,59	-27,97	-4,55
25,00		424,31	-31,53	-5,32
26,00		391,92	-35,10	-6,01
27,00		356,17	-38,67	-6,61
28,00		316,41	-42,24	-7,10
29,00		273,12	-45,82	-7,50
30,00		226,05	-49,41	-7,82
31,00		175,24	-53,00	-8,06
32,00		120,84	-56,62	-8,24
33,00		62,33	-60,62	-8,34
34,00	appoggio	0,00	-64,78	-8,35

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0,00	appoggio	0,00	-58,45	-7,02
1,00		-56,23	-54,49	-6,96
1,06	trentaduesimi	-59,49	-54,26	-6,95
2,00		-108,95	-50,80	-6,79
2,13	sedicesimi	-115,56	-50,35	-6,76
3,00		-157,98	-47,44	-6,51
4,00		-203,78	-44,10	-6,14
4,25	ottavi	-214,75	-43,26	-6,04
5,00		-246,22	-40,76	-5,69
6,00		-285,25	-37,42	-5,18
7,00		-321,11	-34,07	-4,64
8,00		-353,38	-30,73	-4,07
8,50	quarti	-368,38	-29,06	-3,79
9,00		-382,62	-27,39	-3,51
10,00		-408,17	-24,05	-2,95
11,00		-430,64	-20,71	-2,43
12,00		-449,61	-17,37	-1,94
13,00		-465,32	-14,02	-1,49
14,00		-477,71	-10,68	-1,08
15,00		-486,65	-7,34	-0,70
16,00		-492,47	-4,00	-0,34
17,00	mezzeria	-494,84	-0,66	0,00
18,00		-492,47	4,00	0,34
19,00		-486,65	7,34	0,70
20,00		-477,71	10,68	1,08
21,00		-465,32	14,02	1,49
22,00		-449,61	17,37	1,94
23,00		-430,64	20,71	2,43
24,00		-408,17	24,05	2,95
25,00		-382,62	27,39	3,51
26,00		-353,38	30,73	4,07
27,00		-321,11	34,07	4,64
28,00		-285,25	37,42	5,18
29,00		-246,22	40,76	5,69
30,00		-203,78	44,10	6,14
31,00		-157,98	47,44	6,51
32,00		-108,95	50,81	6,79
33,00		-56,22	54,55	6,96
34,00	appoggio	0,00	58,45	7,02

Combinazione

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \pm E_{SLU} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0,00	appoggio	0,00	1004,13	136,49
1,00		966,24	936,68	135,39
1,06	trentaduesimi	1022,26	932,65	135,27
2,00		1872,49	873,62	132,49
2,13	sedicesimi	1986,08	865,91	131,98
3,00		2715,19	816,16	127,58
4,00		3502,48	759,05	121,01
4,25	ottavi	3691,16	744,78	119,14
5,00		4231,98	702,00	112,91
6,00		4902,87	645,03	103,55
7,00		5519,23	588,12	93,30
8,00		6073,72	531,29	82,42
8,50	quarti	6331,43	502,91	76,89
9,00		6576,11	474,53	71,32
10,00		7015,01	417,85	60,34
11,00		7401,01	361,23	49,78
12,00		7726,76	304,69	39,88
13,00		7996,36	248,22	30,71
14,00		8208,97	191,82	22,26
15,00		8362,16	135,50	14,50
16,00		8461,63	79,24	7,21
17,00	mezzeria	8501,87	17,70	0,24
18,00		8461,63	-79,24	-7,21
19,00		8362,16	-135,50	-14,50
20,00		8208,97	-191,82	-22,26
21,00		7996,36	-248,22	-30,71
22,00		7726,76	-304,69	-39,88
23,00		7401,01	-361,23	-49,78
24,00		7015,01	-417,85	-60,34
25,00		6576,11	-474,53	-71,32
26,00		6073,72	-531,29	-82,42
27,00		5519,23	-588,12	-93,30
28,00		4902,87	-645,03	-103,55
29,00		4231,98	-702,00	-112,91
30,00		3502,48	-759,05	-121,01
31,00		2715,19	-816,16	-127,58
32,00		1872,44	-873,88	-132,49
33,00		966,04	-937,68	-135,39
34,00	appoggio	0,00	-1004,13	-136,49

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0,00	appoggio	0,00	841,92	101,15
1,00		809,96	784,89	100,22
1,06	trentaduesimi	856,91	781,49	100,11
2,00		1569,36	731,67	97,80
2,13	sedicesimi	1664,54	725,18	97,38
3,00		2275,45	683,31	93,76
4,00		2935,15	635,18	88,43
4,25	ottavi	3093,25	623,15	86,93
5,00		3546,45	587,05	81,98
6,00		4108,69	538,92	74,66
7,00		4625,26	490,79	66,81
8,00		5090,03	442,66	58,65
8,50	quarti	5306,06	418,60	54,56
9,00		5511,18	394,53	50,49
10,00		5879,17	346,40	42,56
11,00		6202,86	298,27	35,00
12,00		6476,11	250,14	27,97
13,00		6702,34	202,01	21,49
14,00		6880,86	153,88	15,55
15,00		7009,62	105,75	10,09
16,00		7093,40	57,62	4,94
17,00	mezzeria	7127,60	9,48	0,00
18,00		7093,40	-57,62	-4,94
19,00		7009,62	-105,75	-10,09
20,00		6880,86	-153,88	-15,55
21,00		6702,34	-202,01	-21,49
22,00		6476,11	-250,14	-27,97
23,00		6202,86	-298,27	-35,00
24,00		5879,17	-346,40	-42,56
25,00		5511,18	-394,53	-50,49
26,00		5090,03	-442,66	-58,65
27,00		4625,26	-490,79	-66,81
28,00		4108,69	-538,92	-74,66
29,00		3546,45	-587,05	-81,98
30,00		2935,15	-635,18	-88,43
31,00		2275,45	-683,31	-93,76
32,00		1569,31	-731,91	-97,80
33,00		809,78	-785,77	-100,22
34,00	appoggio	0,00	-841,92	-101,15

4.16.4.2 Traverso

Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-7,50	estremità dx	0,00	0,00
-7,00		-2,10	-3,62
-6,00		-4,18	-9,48
-5,00		-2,58	-13,11
-4,00		0,05	-15,88
-3,00		-0,26	-21,21
-2,00		-0,35	-24,42
-1,00		-1,68	-26,65
0,00	mezzeria	-2,92	-27,52
1,00		-3,20	-26,93
2,00		-3,31	-24,75
3,00		-3,35	-21,03
4,00		-3,29	-19,03
5,00		-3,07	-15,49
6,00		-2,42	-10,41
7,00		-0,50	-3,13
7,50	estremità sx	0,00	0,00

Combinazione

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} + \psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \pm E_{SLU} \}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-7,50	estremità dx	0,00	0,00
-7,00		-34,83	-48,72
-6,00		-77,11	-128,32
-5,00		-69,69	-175,38
-4,00		-56,67	-211,77
-3,00		-101,65	-294,89
-2,00		-112,18	-348,80
-1,00		-137,10	-383,85
0,00	mezzeria	-153,50	-399,46
1,00		-162,91	-396,62
2,00		-160,74	-374,54
3,00		-151,23	-329,23
4,00		-133,00	-296,74
5,00		-104,38	-237,73
6,00		-80,64	-156,97
7,00		-22,19	-44,50
7,50	estremità sx	0,00	0,00

4.16.4.3 Appoggi

Azione sismica caratteristica

Azione verticale [KN]

Trave	valori massimi		valori minimi	
	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$
1	-78,60	-3,31	78,60	0,00
2	-77,92	-4,19	77,92	0,00
3	-77,48	-5,18	77,48	0,00
4	-77,42	-6,22	77,42	0,00
5	-77,78	-7,22	77,78	0,00
6	-78,49	-8,08	78,49	0,00

Azione orizzontale [KN]

	trasversale su ogni spalla		longitudinale intero impalcato	
	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0,20$
	641,89	46,94	1926,08	103,08

Combinazione sismica

Azione verticale [KN]

Trave	Rz vert.max	Rz vert. min
1	1026,94	906,36
2	1017,98	908,54
3	1012,23	914,59
4	1011,48	925,47
5	1016,23	940,56
6	1025,53	957,89

Azione orizzontale [KN]

	reazioni massime	reazioni minime
Reazione longitudinale totale	2029,16	-2029,16
Reazione trasversale su ogni pila	688,83	-688,83

5 GIUNTI

5.1 Escursione termica

Longitudinalmente il ponte deve poter scorrere per effetto della temperatura.

Si considera una variazione termica di $\pm 40^\circ \text{C}$ e, considerando un fattore di sicurezza pari a 2,00 che tiene conto delle condizioni ambientali nel momento di installazione del giunto, si ottiene un'escursione, calcolata a partire dal baricentro dell'impalcato, pari a:

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

$$\text{Spalla SP1- Spalla SP2} \quad \Delta L = 2,00 \cdot 1,0 \cdot 10^{-5} \cdot 17.000 \cdot \pm 40 \cong \pm 15 \text{ mm}$$

5.2 Escursione sismica

Le azioni trasmesse dall'impalcato sulla spalla, sono state valutate realizzando un modello a graticcio dell'impalcato mediante l'utilizzo del programma di calcolo SAP 2000. Per la determinazione delle azioni sismiche si è realizzato un secondo modello ad elementi finiti in SAP 2000, in cui oltre all'impalcato (graticcio) si sono modellati anche i muri frontali delle spalle incastrati alla base.

Da questo modello si sono ricavati gli spostamenti dell'impalcato in fase sismica con spettro SLC:

$$d_{\text{long}} = \pm 70 \text{ mm}$$

$$d_{\text{trasv}} = \pm 70 \text{ mm}$$

5.3 Dimensionamento dei giunti

La condizione più gravosa è quella sismica, perciò il giunto dovrà avere:

escursione longitudinale = $\pm 70 \text{ mm}$

escursione trasversale = $\pm 70 \text{ mm}$

6 VERIFICA DELLA TRAVE IN CAP

6.1 Oggetto della relazione

La presente relazione espone la verifica di una struttura lineare continua soggetta a forze esterne contenute nel piano verticale longitudinale alla struttura stessa e vincolata nel medesimo piano.

La struttura è in calcestruzzo armato precompresso, realizzata per fasi utilizzando travi prefabbricate in c.a.p. e getto successivo eseguito in opera per realizzare traversi di collegamento e soletta collaborante.

6.2 Normative, convenzioni ed ipotesi di base

6.2.1 Sistema di riferimento

Il sistema di riferimento delle grandezze geometriche e delle forze è una terna sinistrogira con l'asse X parallelo all'asse longitudinale della struttura, l'asse Z contenuto nel piano verticale e l'asse Y ortogonale a tale piano e orientato verso l'osservatore che veda le X positive a destra e le Z positive in alto.

I carichi agenti sulla struttura e le reazioni dei vincoli sono positivi se sono diretti verso l'alto e verso destra. I momenti flettenti sulla trave sono positivi quando tendono la fibra inferiore della sezione.

Tensioni e deformazioni sono positive se di trazione, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio.

6.2.2 Normativa

Sono rispettate le seguenti normative:

Legge 05/11/1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.*

D.M. 14/01/2008: Norme tecniche per le costruzioni - NTC 2008

6.2.3 Unità di misura

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza	[cm]
forza	[daN]
angolo	[DEG]

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in [mm], i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in [inch] (= 25.4 [mm]).

6.2.4 Modello di calcolo

Il codice di calcolo TCAP riceve le combinazioni di carico della struttura dal programma di calcolo delle sollecitazioni ed esegue le verifiche nelle situazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio inserendo nelle combinazioni l'effetto della precompressione.

Per valutare l'effetto della precompressione nelle varie sezioni viene assunto un modello di calcolo appropriato che riproduce le condizioni iperstatiche della struttura reale.

La struttura è considerata lineare e rettilinea, soggetta a deformazione longitudinale assiale generata dalla precompressione e deformazione trasversale per inflessione nel piano verticale. Essa viene schematizzata come una struttura a telaio piano che discretizza i tratti a sezione (e quindi baricentro) costante con aste orizzontali e i tratti a geometria variabile con aste inclinate.

Le forze di precompressione sono rappresentate da forze longitudinali e da coppie di trasporto delle forze stesse alla quota del baricentro locale.

Per il calcolo dei momenti flettenti resistenti a rottura viene utilizzata la procedura FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT che tiene conto, oltre al contributo del calcestruzzo, del contributo delle armature lente (stesso stato deformativo del calcestruzzo) e del contributo delle armature di precompressione nello stato deformativo effettivo (pretensione).

6.2.5 Codice di calcolo

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. 8.3 - 07/2012 sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/2.0 09/10 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per taglio: VrdCalc ed. TCAP/1.0 06/10 - SIGMAcSOFT

Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 - SIGMAcSOFT

6.3 Dati di calcolo

6.3.1 Dati geometrici

6.3.1.1 Schemi statici

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

6.3.1.1.1 Prima fase

Nella prima fase i prefabbricati sono soggetti alle seguenti condizioni di vincolo:

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 50,00

Sbalzo destro = 50,00

6.3.1.1.2 Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio	descrizione	X	luce campata
1	Spalla iniziale	0,00	
2	Spalla finale	3400,00	3400,00

6.3.2 Armature trave prefabbricata

6.3.2.1 Armature di precompressione pretesate

Cavi pre-tesi

trefoli : 6/10" area = 139,000 [mm²]

acciaio : prec.fpk=1860

tensione di tesatura = 14000,00

$A_p = 100,080$ $N_p = 1401120,00$ [daN] $Z_{g,p} = 13,61$

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
155,00	2		
16,00	14	14	100,00
11,00	22	20	200,00
6,00	34	24	300,00
N. trefoli=	72	L tot guaine=	12600,00

6.3.2.2 Armatura lenta

Armatura trasversale :

pos.		armatura	X iniziale	X finale	
T1S1		4Ø12/10,00	-50,00	700,00	collegamento trave-soletta
T1S1	(simmetrica)		2700,00	3450,00	
T1S2		4Ø12/10,00	-50,00	700,00	anima trave
T1S2	(simmetrica)		2700,00	3450,00	
T1S3		4Ø12/20,00	700,00	2700,00	collegamento trave-soletta
T1S4		4Ø12/20,00	700,00	2700,00	anima trave

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota Z
8	24	250	4

6.3.3 Materiali - resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

6.3.3.1 Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	550,00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	450,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,500
modulo elastico	362830,00
peso specifico	0,0025
ritiro totale	-0,00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25,5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25,5%
% ritiro da getto soletta a t=inf.	49%
coeff. di viscosità	2,300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 550,00 = 456,50$	daN/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{ckj}	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 450,00 = 373,50$	daN/cm ²

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 456,50 / 1,5 = 258,68$	daN/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{cdj}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 373,50 / 1,5 = 211,65$	daN/cm ²

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 258,68$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 38,32 / 1.2 = 31,93$
al taglio dei trefoli	f_{ctj}	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 33,52 / 1.2 = 27,93$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

σ_{cj}	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	= 261,45	daN/cm ²
---------------	------------------------	----------	---------------------

a cadute avvenute :

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	= 273,90	daN/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	= 205,43	daN/cm ²	(per comb. quasi permanente)

6.3.3.2 Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C32/40
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	400,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,5
modulo elastico	333460,00
peso specifico	0,0025
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0,919

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	= $0.83 \cdot R_{ck}$	= $0.83 \cdot 400,00 = 332,00$	daN/cm ²
------------------	----------	-----------------------	--------------------------------	---------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= $0.85 \cdot 332,00 / 1,5 = 188,13$	daN/cm ²
------------------	----------	---	--------------------------------------	---------------------

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 188,13$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	f_{ct}	= $f_{ctm} / 1.2$	= $30,99 / 1.2 = 25,82$
------------------	----------	-------------------	-------------------------

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	= 199,20	daN/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	= 149,40	daN/cm ²	(per comb. quasi permanente)

6.3.3.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	16700,00
Modulo elastico	2060000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	-6
coefficiente di sicurezza	1,15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41,4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25,9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32,7%

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve

rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

σ_{spi}	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 18370,00 = 14696,00$	daN/cm ²
σ_{spi}	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 16700,00 = 15030,00$	daN/cm ²

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a $0.05 f_{p(1)k}$.

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

σ_{sp}	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	13360,00	daN/cm ²
---------------	-----------------------------	----------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{ptd}	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 16700,00 / 1,15 = 14521,74$	daN/cm ²
-----------	--------------------------	--------------------------------	---------------------

6.3.3.4 Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	4500,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,15
modulo elastico	2100000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6,3

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 D.M. 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 4500,00 = 3600,00$	daN/cm ²
------------	--------------------------	----------------------------------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{yd}	$= f_{yk} / \gamma_s$	$= 4500,00 / 1,15 = 3913,04$	daN/cm ²
----------	-----------------------	------------------------------	---------------------

6.3.4 Cadute di tensione

6.3.4.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t è:

classe	tipo	caduta
1	trecce e trefoli	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [5.39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

- σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;
- ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza f_p del campione provato:

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	1	8

- $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;

- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	μ	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	1	0,762	0,216	21,57%

6.3.4.2 Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati $\epsilon_{cs1} = -0,00030$
 getto in opera $\epsilon_{cs2} = -0,00027$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0,00030 \cdot 2060000,00 =$	-618,00	4,41%

6.3.4.3 Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$\phi_{inf,1} = 2,3$ (cavi pretesi nei prefabbricati)

6.3.4.4 Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41,40	25,50	0,00
dal taglio trefoli al getto in opera	25,90	25,50	33,00
dal getto in opera a tempo infinito	32,70	49,00	67,00

6.4 Stati limite di esercizio

6.4.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

PRIMA FASE

- al manifestarsi della precompressione
- prima del getto in opera
- subito dopo il getto in opera

SECONDA FASE

- impalcato scarico
- impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- G₁ = permanenti strutturali
- G₂ = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

6.4.2 Stato limite di fessurazione travi prefabbricate

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	formazione fessure	decompressione	<nessuna verifica>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

6.4.3 Stato Limite di deformazione

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 362830,00$$

$$E_{soletta} = 333460,00$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi_{inf} = 2,3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0,5

Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

6.4.3.1 Prima fase

SEZIONE

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [DEG]	rotaz. testata destra [DEG]	frecce in mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0,9484	0,26386	-0,26386	4,0926
al getto soletta	-1,3499	0,12087	-0,12087	2,1724
dopo maturazione	-1,3543	0,12113	-0,12113	2,1734

6.4.3.2 Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0,0000	0,0000	0,0000
Spalla finale	0,0000	0,0000	-0,5900

Rotazioni in asse appoggi [DEG] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0,00000	0,00000	0,30188
Spalla finale	0,00000	0,00000	-0,30188

Frecce in mezzeria [cm] :

campata	X	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf. comb. rara max	t=inf. comb. rara min
1	1700,00	2,1734	-1,0264	-1,0264	-3,8773

6.5 Stati limite ultimi

6.5.1 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma σ - ϵ parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione ϵ_{sp} dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

6.5.2 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot ((100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{taglio ultimo in assenza di armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotan \alpha + \cotan \theta) / (1 + \cotan^2 \theta) \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotan \alpha + \cotan \theta) \cdot \sin \alpha \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle staffe})$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotan \theta / (1 + \cotan^2 \theta) \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotan \theta \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle staffe})$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale nella sezione

$A_{sw,parete}$: area armatura trasversale minima nelle pareti

s: passo staffe

α : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{st} : area acciaio in zona tesa

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

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$$

$$\rho_I = A_{st}/(b_w \cdot d)$$

A_k : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota baricentrica.

L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

6.6 Verifica delle sezioni

6.6.1 Verifica sezione $X=0,00$ - appoggio

6.6.1.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-124,50	11,00
2	-65,82	11,00
3	-53,82	25,50
4	-71,51	142,51
5	-86,94	150,00
6	-124,50	153,80
7	-124,50	160,00
8	-47,84	160,00
9	-47,01	154,50
10	-43,01	154,50
11	-23,88	28,00
12	-15,86	21,00
13	15,86	21,00
14	23,88	28,00
15	43,01	154,50
16	47,01	154,50
17	47,84	160,00
18	124,50	160,00
19	124,50	153,80
20	86,94	150,00
21	71,51	142,51
22	53,82	25,50
23	65,82	11,00
24	124,50	11,00
25	124,00	3,00
26	121,00	0,00
27	-121,00	0,00
28	-124,00	3,00
29	-124,50	11,00

$$A = 13395,997$$

$$J_f = 38984335,4915$$

$$Z_g = 70,52$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	36,191	8Ø24 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	13938,860	4,129262E7	67,93

Sollecitazioni	$M_{esterno}$
prima del getto	0,00
dopo getto 2a fase	0,00

6.6.1.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
prima del getto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$
prima del getto	11652,77	0,00
dopo getto 2a fase	11652,77	0,00

6.6.1.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

6.6.1.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [DEG]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	45,000	60,00		0,45239

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
156,00	1,358	36,191	0,0039	0,00	1,000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
39715,89	255258,40	544787,10

$$V_{Ed,max} = 96606,83 < 255258,35$$

6.6.1.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	0,00	0,00
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a $t=inf.$:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	301,97	2,2%
rilassamento acciaio	27,9%	984,56	7,0%
viscosità cls	100,0%	893,34	6,4%

6.6.1.2.1 Verifiche in esercizio

6.6.1.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	-124,50	11,00	
2	-65,82	11,00	
3	-53,82	25,50	
4	-71,51	142,51	
5	-86,94	150,00	
6	-124,50	153,80	
7	-124,50	160,00	
8	-47,84	160,00	
9	-47,01	154,50	
10	-43,01	154,50	
11	-23,88	28,00	
12	-15,86	21,00	
13	15,86	21,00	
14	23,88	28,00	
15	43,01	154,50	
16	47,01	154,50	
17	47,84	160,00	
18	124,50	160,00	
19	124,50	153,80	
20	86,94	150,00	
21	71,51	142,51	
22	53,82	25,50	
23	65,82	11,00	
24	124,50	11,00	
25	124,00	3,00	
26	121,00	0,00	
27	-121,00	0,00	
28	-124,00	3,00	fine prefabb.
29	-124,50	11,00	
30	-125,00	185,00	getto in opera
31	125,00	185,00	(m=1,000)
32	125,00	160,00	
33	-125,00	160,00	
34	-125,00	185,00	

$$A = 19645,997$$

$$J_f = 83634759,6662$$

$$Z_g = 102,96$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	4,00	36,191	8Ø24 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	20188,860	8,880815E7	100,30

Tensioni sul cls - SEZ CV01 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00

6.6.1.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

<sollecitazioni flettenti nulle>

6.6.1.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0,014	60,00		0,45239

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
181,00	1,332	36,191	0,0033	0,00	1,000

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
43024,96	296165,10	632092,70

$$V_{Ed,max} = 190208,50 < 296165,14$$

Trazione per taglio (V=190208,50) = 95104,25 [daN]

6.6.1.2.1.4 Verifica rottura per torsione $t=inf$.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,014	129,34		0,22619

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
15760,000	30,00	522,00	0,00	1,000

T_{Rcd}	T_{Rsd}
6,115274E7	2,789865E7

$$T_{Ed,max} = 2963600,35 < 27898654,04$$

Trazione per torsione ($T=27898654,04$) = 462027,20 [daN]

Trazione per torsione ($T=2963600,35$) = 49079,93 [daN]

Sforzo di precompressione presente = 0,00 [daN]

armatura longitudinale minima ($T=T_{Ed,max}=2963600,35$) = 12,543 [cm²]

6.6.1.2.1.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b*) nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 2963600,35/27898654,04 + 190208,50/296165,14 = 0,748$$

6.6.2 Verifica sezione $X=106,25$ - trentaduesimi

6.6.2.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-124,50	11,00
2	-65,82	11,00
3	-53,82	25,50
4	-71,51	142,51
5	-86,94	150,00
6	-124,50	153,80
7	-124,50	160,00
8	-47,84	160,00
9	-47,01	154,50
10	-43,01	154,50
11	-23,88	28,00
12	-15,86	21,00
13	15,86	21,00
14	23,88	28,00
15	43,01	154,50
16	47,01	154,50
17	47,84	160,00
18	124,50	160,00
19	124,50	153,80
20	86,94	150,00
21	71,51	142,51
22	53,82	25,50
23	65,82	11,00
24	124,50	11,00
25	124,00	3,00
26	121,00	0,00
27	-121,00	0,00
28	-124,00	3,00
29	-124,50	11,00

$$A = 13395,997$$

$$J_f = 38984335,4915$$

$$Z_g = 70,52$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155,00	2,780
2	16,00	0,000
3	11,00	2,780
4	6,00	13,900

$$A_p = 19,460$$

$$Z_{g,p} = 28,00$$

Sezione ideale (n=5,678)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	13506,480	3,947975E7	70,17

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	157,59	1,1%
rilassamento acciaio	35,4%	1250,03	8,9%

Sollecitazioni	M_{esterno}	N_{precomp.}	M_{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	4147084,85	-245047,76	-10381507,13
prima del getto	4147084,85	-224681,57	-9518684,91
dopo getto 2a fase	7258647,72	-224601,85	-9515307,46

6.6.2.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-4,20	-29,19
prima del getto	-4,64	-26,15
dopo getto 2a fase	-11,77	-20,61

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}
t=0 dopo taglio trefoli	12451,47
prima del getto	11418,71
dopo getto 2a fase	11437,60

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	157,59	1,1%
rilassamento acciaio	22,2%	782,02	5,6%
viscosità cls	10,7%	106,95	0,8%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	0,85	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	2,78	0,0%
viscosità cls	0,0%	0,47	0,0%

6.6.2.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

$\Delta\varepsilon$ armature pretese: $\varepsilon_{sp,z=28,00}=0,00560$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	$Z_{\varepsilon sup}$	ε_{inf}	$Z_{\varepsilon inf}$
(+)	143,78	3,588972E7	-0,00118	160,00	0,01000	6,00
(-)	10,62	-6677921,00	0,01000	155,00	-0,00074	0,00

$$M_{d,max} = 9841025,87 < 35889716,25$$

6.6.2.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [DEG]	bw	Staffe:	Asw
	0,007	59,49		0,45239

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
155,00	1,359	1,079	0,0001	-16,87	1,065

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
57873,17	262293,80	420428,30

$$V_{Ed,max} = 89421,19 < 262293,83$$

6.6.2.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-11,77	-20,59
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	301,97	2,2%
rilassamento acciaio	27,9%	984,56	7,0%
viscosità cls	89,3%	893,34	6,4%

6.6.2.2.1 Verifiche in esercizio

6.6.2.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	-124,50	11,00	
2	-65,82	11,00	
3	-53,82	25,50	
4	-71,51	142,51	
5	-86,94	150,00	
6	-124,50	153,80	
7	-124,50	160,00	
8	-47,84	160,00	
9	-47,01	154,50	
10	-43,01	154,50	
11	-23,88	28,00	
12	-15,86	21,00	
13	15,86	21,00	
14	23,88	28,00	
15	43,01	154,50	
16	47,01	154,50	
17	47,84	160,00	
18	124,50	160,00	
19	124,50	153,80	
20	86,94	150,00	
21	71,51	142,51	
22	53,82	25,50	
23	65,82	11,00	
24	124,50	11,00	
25	124,00	3,00	
26	121,00	0,00	
27	-121,00	0,00	
28	-124,00	3,00	fine prefabb.
29	-124,50	11,00	
30	-125,00	185,00	getto in opera
31	125,00	185,00	(m=0,919)
32	125,00	160,00	
33	-125,00	160,00	
34	-125,00	185,00	

$$A = 19140,078$$

$$J_f = 81097217,9276$$

$$Z_g = 101,12$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155,00	2,780
2	16,00	0,000
3	11,00	2,780
4	6,00	13,900

$$A_p = 19,460$$

$$Z_{g,p} = 28,00$$

Sezione ideale (n=5,678)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	19250,560	8,198191E7	100,70

Tensioni sul cls - SEZ CV01 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-11,80	-11,80	-14,58	-14,58
t=inf.-SLE Rare	-11,80	-16,81	-6,06	-14,58
t=inf.-SLE Frequenti	-11,80	-15,40	-8,46	-14,58
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-11,80	-13,19	-12,21	-14,58

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-0,89	-0,89	-0,02	-0,02
t=inf.-SLE Rare	-0,89	-7,44	-0,02	-4,63
t=inf.-SLE Frequenti	-0,89	-5,59	-0,02	-3,33
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-0,89	-2,71	-0,02	-1,30

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}
t=inf.-senza carichi	0,00
t=inf.-SLE Rare	11496,63
t=inf.-SLE Frequenti	11486,79
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	11471,41

6.6.2.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Cavi pre-tesi	28,00	0,00556

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z _{εsup}	ϵ_{inf}	Z _{εinf}
(+)	169,86	4,276893E7	-0,00092	185,00	0,01000	6,00
(-)	10,58	-6677467,00	0,01000	155,00	-0,00073	0,00

$$M_{d,max} = 19439806,47 < 42768925,45$$

6.6.2.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0,012	59,49		0,45239

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
179,00	1,334	19,460	0,0018	-9,56	1,037

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
54069,65	294350,50	633423,20

$$V_{Ed,max} = 178411,73 < 294350,48$$

Trazione per taglio ($V=178411,73$) = 105843,10 [daN]

6.6.2.2.1.4 Verifica rottura per torsione $t=inf$.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,012	129,34		0,22619

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
15800,540	29,75	522,51	-9,56	1,037

T_{Rcd}	T_{Rsd}
6,21064E7	3,3186E7

$$T_{Ed,max} = 3006873,82 < 33186004,00$$

Trazione per torsione ($T=33186004,00$) = 651048,52 [daN]

Trazione per torsione ($T=3006873,82$) = 58989,35 [daN]

Sforzo di precompressione presente = -182181,51 [daN]

<armatura longitudinale non necessaria>

6.6.2.2.1.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - Sollecitazioni composte - b) nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 3006873,82/33186004,00 + 178411,73/294350,48 = 0,697$$

6.6.3 Verifica sezione $X=212,50$ - sedicesimi

6.6.3.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-124,50	11,00
2	-65,82	11,00
3	-53,82	25,50
4	-71,51	142,51
5	-86,94	150,00
6	-124,50	153,80
7	-124,50	160,00
8	-62,00	160,00
9	-61,17	154,50
10	-57,17	154,50
11	-38,04	28,00
12	-30,02	21,00
13	30,02	21,00
14	38,04	28,00
15	57,17	154,50
16	61,17	154,50
17	62,00	160,00
18	124,50	160,00
19	124,50	153,80
20	86,94	150,00
21	71,51	142,51
22	53,82	25,50
23	65,82	11,00
24	124,50	11,00
25	124,00	3,00
26	121,00	0,00
27	-121,00	0,00
28	-124,00	3,00
29	-124,50	11,00

$$A = 9459,835$$

$$J_f = 30422026,2782$$

$$Z_g = 62,20$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155,00	2,780
2	16,00	19,460
3	11,00	2,780
4	6,00	13,900

$$A_p = 38,920$$

$$Z_{g,p} = 22,00$$

Sezione ideale (n=5,678)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	9680,807	3,107631E7	61,29

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	157,59	1,1%
rilassamento acciaio	35,4%	1250,03	8,9%

Sollecitazioni	M_{esterno}	N_{precomp.}	M_{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	7976636,92	-490095,52	-19703292,34
prima del getto	7976636,92	-442644,09	-17795604,10
dopo getto 2a fase	14023531,04	-442455,04	-17788004,01

6.6.3.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-14,80	-72,86
prima del getto	-15,82	-64,29
dopo getto 2a fase	-35,03	-52,36

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}
t=0 dopo taglio trefoli	12224,01
prima del getto	11046,02
dopo getto 2a fase	11089,42

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	157,59	1,1%
rilassamento acciaio	22,2%	782,02	5,6%
viscosità cls	23,8%	279,59	2,0%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	0,85	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	2,78	0,0%
viscosità cls	0,1%	1,23	0,0%

6.6.3.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

$\Delta\varepsilon$ armature pretese: $\varepsilon_{sp,z=22,00}=0,00552$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z _{g^{sup}}	ε_{inf}	Z _{g^{inf}}
(+)	116,47	7,12118E7	-0,00350	160,00	0,00888	6,00
(-)	15,35	-8708154,00	0,01000	155,00	-0,00110	0,00

$$M_{d,max} = 19013014,30 < 71211799,93$$

6.6.3.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [DEG]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0,007	32,00		0,45239

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
155,00	1,359	0,000	0,0000	-46,79	1,181

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
53399,82	263776,00	235110,90

$$V_{Ed,max} = 82906,28 < 235110,94$$

6.6.3.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-35,04	-52,33
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	301,97	2,2%
rilassamento acciaio	27,9%	984,56	7,0%
viscosità cls	76,1%	893,34	6,4%

6.6.3.2.1 Verifiche in esercizio

6.6.3.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-124,50	11,00
2	-65,82	11,00
3	-53,82	25,50
4	-71,51	142,51
5	-86,94	150,00
6	-124,50	153,80
7	-124,50	160,00
8	-62,00	160,00
9	-61,17	154,50
10	-57,17	154,50
11	-38,04	28,00
12	-30,02	21,00
13	30,02	21,00
14	38,04	28,00
15	57,17	154,50
16	61,17	154,50
17	62,00	160,00
18	124,50	160,00

n.	Y	Z	
19	124,50	153,80	
20	86,94	150,00	
21	71,51	142,51	
22	53,82	25,50	
23	65,82	11,00	
24	124,50	11,00	
25	124,00	3,00	
26	121,00	0,00	
27	-121,00	0,00	
28	-124,00	3,00	fine prefabb.
29	-124,50	11,00	
30	-125,00	185,00	getto in opera
31	125,00	185,00	(m=0,919)
32	125,00	160,00	
33	-125,00	160,00	
34	-125,00	185,00	

$$A = 15203,916$$

$$J_f = 74199877,2984$$

$$Z_g = 103,87$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155,00	2,780
2	16,00	19,460
3	11,00	2,780
4	6,00	13,900

$$A_p = 38,920$$

$$Z_{g,p} = 22,00$$

Sezione ideale (n=5,678)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	15424,890	7,596518E7	102,70

Tensioni sul cls - SEZ CV01 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-34,68	-34,68	-37,57	-37,57
t=inf.-SLE Rare	-34,68	-44,83	-19,41	-37,57
t=inf.-SLE Frequenti	-34,68	-41,98	-24,52	-37,57
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-34,68	-37,52	-32,52	-37,57

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-1,74	-1,74	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-1,74	-15,14	0,00	-9,00
t=inf.-SLE Frequenti	-1,74	-11,37	0,00	-6,38
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-1,74	-5,49	0,00	-2,28

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}
t=inf.-senza carichi	0,00
t=inf.-SLE Rare	11238,27
t=inf.-SLE Frequenti	11215,46
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	11179,80

6.6.3.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\varepsilon_{sp}$
Cavi pre-tesi	22,00	0,00542

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z _{gsup}	ε_{inf}	Z _{ginf}
(+)	162,95	8,749152E7	-0,00140	185,00	0,01000	6,00
(-)	15,20	-8680707,00	0,01000	155,00	-0,00109	0,00

$$M_{d,max} = 37642985,54 < 87491517,34$$

6.6.3.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0,012	32,00		0,45239

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
179,00	1,334	38,920	0,0068	-23,52	1,091

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
49025,12	295125,70	352517,60

$$V_{Ed,max} = 167332,26 < 295125,74$$

Trazione per taglio (V=167332,26) = 107565,24 [daN]

6.6.3.2.1.4 Verifica rottura per torsione t=inf.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	f' _{cd}	Staffe parete:	A _{sw}
	0,012	129,34		0,22619

A _k	t _{min}	u _k	σ_{cp}	α_c
18000,000	16,00	550,00	-23,52	1,091

T _{Rcd}	T _{Rsd}
3,938744E7	4,096624E7

$$T_{Ed,max} = 3045922,47 < 39387441,17$$

Trazione per torsione ($T=39387441,17$) = 773649,63 [daN]

Trazione per torsione ($T=3045922,47$) = 59828,13 [daN]

Sforzo di precompressione presente = -357614,36 [daN]

<armatura longitudinale non necessaria>

6.6.3.2.1.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b*) nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 3045922,47/39387441,17 + 167332,26/295125,74 = 0,644$$

6.6.4 Verifica sezione $X=425,00$ - ottavi

6.6.4.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-124,50	11,00
2	-65,82	11,00
3	-53,82	25,50
4	-71,51	142,51
5	-86,94	150,00
6	-124,50	153,80
7	-124,50	160,00
8	-62,00	160,00
9	-61,17	154,50
10	-57,17	154,50
11	-38,04	28,00
12	-30,02	21,00
13	30,02	21,00
14	38,04	28,00
15	57,17	154,50
16	61,17	154,50
17	62,00	160,00
18	124,50	160,00
19	124,50	153,80
20	86,94	150,00
21	71,51	142,51
22	53,82	25,50
23	65,82	11,00
24	124,50	11,00
25	124,00	3,00
26	121,00	0,00
27	-121,00	0,00
28	-124,00	3,00
29	-124,50	11,00

$$A = 9459,835$$

$$J_f = 30422026,2782$$

$$Z_g = 62,20$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155,00	2,780
2	16,00	19,460
3	11,00	30,580
4	6,00	47,260

$$A_p = 100,080$$

$$Z_{g,p} = 13,61$$

Sezione ideale (n=5,678)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	10028,050	3,202054E7	59,45

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	157,59	1,1%
rilassamento acciaio	35,4%	1250,03	8,9%

Sollecitazioni	M_{esterno}	N_{precomp.}	M_{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	14783435,23	-1260245,62	-61237669,38
prima del getto	14783435,23	-1085472,32	-52745111,05
dopo getto 2a fase	26099731,03	-1084759,38	-52710467,93

6.6.4.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	9,31	-205,48
prima del getto	1,58	-173,17
dopo getto 2a fase	-33,96	-152,16

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}
t=0 dopo taglio trefoli	11529,51
prima del getto	9947,23
dopo getto 2a fase	10039,21

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	157,59	1,1%
rilassamento acciaio	22,2%	782,02	5,6%
viscosità cls	47,4%	806,72	5,8%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	0,85	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	2,78	0,0%
viscosità cls	0,2%	3,50	0,0%

6.6.4.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

$\Delta\varepsilon$ armature pretese: $\varepsilon_{sp,z=13,61}=0,00527$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z _{εsup}	ε_{inf}	Z _{εinf}
(+)	28,55	1,190768E8	-0,00350	160,00	0,00060	6,00
(-)	24,93	-7774136,00	0,01000	155,00	-0,00192	0,00

$$M_{d,max} = 35386298,70 < 119076794,43$$

6.6.4.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [DEG]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0,007	32,00		0,45239

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
155,00	1,359	52,820	0,0106	-114,75	1,250

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
114896,40	263776,00	248871,50

$$V_{Ed,max} = 71258,29 < 248871,53$$

6.6.4.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-33,99	-152,03
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	301,97	2,2%
rilassamento acciaio	27,9%	984,56	7,0%
viscosità cls	52,4%	893,34	6,4%

6.6.4.2.1 Verifiche in esercizio

6.6.4.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-124,50	11,00
2	-65,82	11,00
3	-53,82	25,50
4	-71,51	142,51
5	-86,94	150,00
6	-124,50	153,80
7	-124,50	160,00
8	-62,00	160,00
9	-61,17	154,50
10	-57,17	154,50
11	-38,04	28,00
12	-30,02	21,00
13	30,02	21,00
14	38,04	28,00
15	57,17	154,50
16	61,17	154,50
17	62,00	160,00
18	124,50	160,00

n.	Y	Z	
19	124,50	153,80	
20	86,94	150,00	
21	71,51	142,51	
22	53,82	25,50	
23	65,82	11,00	
24	124,50	11,00	
25	124,00	3,00	
26	121,00	0,00	
27	-121,00	0,00	
28	-124,00	3,00	fine prefabb.
29	-124,50	11,00	
30	-125,00	185,00	getto in opera
31	125,00	185,00	(m=0,919)
32	125,00	160,00	
33	-125,00	160,00	
34	-125,00	185,00	

$$A = 15203,916$$

$$J_f = 74199877,2984$$

$$Z_g = 103,87$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155,00	2,780
2	16,00	19,460
3	11,00	30,580
4	6,00	47,260

$$A_p = 100,080$$

$$Z_{g,p} = 13,61$$

Sezione ideale (n=5,678)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	15772,130	7,899539E7	100,62

Tensioni sul cls - SEZ CV01 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-34,43	-34,43	-114,02	-114,02
t=inf.-SLE Rare	-34,43	-53,26	-82,10	-114,02
t=inf.-SLE Frequenti	-34,43	-47,96	-91,09	-114,02
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-34,43	-39,67	-105,13	-114,02

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-5,92	-5,92	-0,40	-0,40
t=inf.-SLE Rare	-5,92	-30,52	-0,40	-17,71
t=inf.-SLE Frequenti	-5,92	-23,60	-0,40	-12,84
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-5,92	-12,77	-0,40	-5,22

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}
t=inf.-senza carichi	0,00
t=inf.-SLE Rare	10386,72
t=inf.-SLE Frequenti	10342,59
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	10273,65

6.6.4.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Cavi pre-tesi	13,61	0,00497

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z _{g^{sup}}	ϵ_{inf}	Z _{g^{inf}}
(+)	134,13	2,25602E8	-0,00350	185,00	0,00882	6,00
(-)	23,86	-7899480,00	0,01000	155,00	-0,00182	0,00

$$M_{d,max} = 70142167,81 < 225601970,25$$

6.6.4.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0,008	32,00		0,45239

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
179,00	1,334	97,300	0,0170	-57,00	1,220

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
88081,88	300182,80	332124,30

$$V_{Ed,max} = 146714,10 < 300182,82$$

Trazione per taglio (V=146714,10) = 141750,25 [daN]

6.6.4.2.1.4 Verifica rottura per torsione t=inf.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	f' _{cd}	Staffe parete:	A _{sw}
	0,008	129,34		0,22619

A _k	t _{min}	u _k	σ_{cp}	α_c
18000,000	16,00	550,00	-57,00	1,220

T _{Rcd}	T _{Rsd}
3,710886E7	6,157891E7

$$T_{Ed,max} = 3141862,92 < 37108863,83$$

Trazione per torsione ($T=37108863,83$) = 1095609,41 [daN]

Trazione per torsione ($T=3141862,92$) = 92760,98 [daN]

Sforzo di precompressione presente = -866597,62 [daN]

<armatura longitudinale non necessaria>

6.6.4.2.1.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b)* nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 3141862,92/37108863,83 + 146714,10/300182,82 = 0,573$$

6.6.5 Verifica sezione X=850,00 - quarti

6.6.5.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-124,50	11,00
2	-65,82	11,00
3	-53,82	25,50
4	-71,51	142,51
5	-86,94	150,00
6	-124,50	153,80
7	-124,50	160,00
8	-62,00	160,00
9	-61,17	154,50
10	-57,17	154,50
11	-38,04	28,00
12	-30,02	21,00
13	30,02	21,00
14	38,04	28,00
15	57,17	154,50
16	61,17	154,50
17	62,00	160,00
18	124,50	160,00
19	124,50	153,80
20	86,94	150,00
21	71,51	142,51
22	53,82	25,50
23	65,82	11,00
24	124,50	11,00
25	124,00	3,00
26	121,00	0,00
27	-121,00	0,00
28	-124,00	3,00
29	-124,50	11,00

$$A = 9459,835$$

$$J_f = 30422026,2782$$

$$Z_g = 62,20$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155,00	2,780
2	16,00	19,460
3	11,00	30,580
4	6,00	47,260

$$A_p = 100,080$$

$$Z_{g,p} = 13,61$$

Sezione ideale (n=5,678)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	10028,050	3,202054E7	59,45

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	157,59	1,1%
rilassamento acciaio	35,4%	1250,03	8,9%

Sollecitazioni	M_{esterno}	N_{precomp.}	M_{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	25255432,63	-1260245,62	-61237669,38
prima del getto	25255432,63	-1091937,56	-53059268,99
dopo getto 2a fase	44778054,45	-1091287,82	-53027696,91

6.6.5.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-23,58	-186,03
prima del getto	-31,02	-154,93
dopo getto 2a fase	-92,32	-118,68

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}
t=0 dopo taglio trefoli	11614,62
prima del getto	10090,88
dopo getto 2a fase	10249,55

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	157,59	1,1%
rilassamento acciaio	22,2%	782,02	5,6%
viscosità cls	45,3%	742,12	5,3%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	0,85	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	2,78	0,0%
viscosità cls	0,2%	2,86	0,0%

6.6.5.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

$\Delta\varepsilon$ armature pretese: $\varepsilon_{sp,z=13,61}=0,00530$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z _{g^{sup}}	ε_{inf}	Z _{g^{inf}}
(+)	28,05	1,191887E8	-0,00350	160,00	0,00058	6,00
(-)	25,05	-7761933,00	0,01000	155,00	-0,00193	0,00

$$M_{d,max} = 60710365,18 < 119188687,46$$

6.6.5.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [DEG]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0,007	32,00		0,22619

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
155,00	1,359	52,820	0,0106	-115,43	1,250

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
115404,90	131888,00	248871,50

$$V_{Ed,max} = 47962,30 < 131888,00$$

6.6.5.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-92,35	-118,56
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	301,97	2,2%
rilassamento acciaio	27,9%	984,56	7,0%
viscosità cls	54,5%	893,34	6,4%

6.6.5.2.1 Verifiche in esercizio

6.6.5.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-124,50	11,00
2	-65,82	11,00
3	-53,82	25,50
4	-71,51	142,51
5	-86,94	150,00
6	-124,50	153,80
7	-124,50	160,00
8	-62,00	160,00
9	-61,17	154,50
10	-57,17	154,50
11	-38,04	28,00
12	-30,02	21,00
13	30,02	21,00
14	38,04	28,00
15	57,17	154,50
16	61,17	154,50
17	62,00	160,00
18	124,50	160,00

n.	Y	Z	
19	124,50	153,80	
20	86,94	150,00	
21	71,51	142,51	
22	53,82	25,50	
23	65,82	11,00	
24	124,50	11,00	
25	124,00	3,00	
26	121,00	0,00	
27	-121,00	0,00	
28	-124,00	3,00	fine prefabb.
29	-124,50	11,00	
30	-125,00	185,00	getto in opera
31	125,00	185,00	(m=0,919)
32	125,00	160,00	
33	-125,00	160,00	
34	-125,00	185,00	

$$A = 15203,916$$

$$J_f = 74199877,2984$$

$$Z_g = 103,87$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155,00	2,780
2	16,00	19,460
3	11,00	30,580
4	6,00	47,260

$$A_p = 100,080$$

$$Z_{g,p} = 13,61$$

Sezione ideale (n=5,678)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	15772,130	7,899539E7	100,62

Tensioni sul cls - SEZ CV01 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-92,79	-92,79	-80,55	-80,55
t=inf.-SLE Rare	-92,79	-125,03	-25,91	-80,55
t=inf.-SLE Frequenti	-92,79	-115,95	-41,30	-80,55
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-92,79	-101,78	-65,31	-80,55

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-5,92	-5,92	-0,40	-0,40
t=inf.-SLE Rare	-5,92	-48,03	-0,40	-30,04
t=inf.-SLE Frequenti	-5,92	-36,17	-0,40	-21,69
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-5,92	-17,67	-0,40	-8,67

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}
t=inf.-senza carichi	0,00
t=inf.-SLE Rare	10709,17
t=inf.-SLE Frequenti	10633,63
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	10515,75

6.6.5.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\varepsilon_{sp}$
Cavi pre-tesi	13,61	0,00507

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z _{gsup}	ε_{inf}	Z _{ginf}
(+)	134,05	2,255992E8	-0,00350	185,00	0,00880	6,00
(-)	24,22	-7857629,00	0,01000	155,00	-0,00185	0,00

$$M_{d,max} = 120205809,92 < 225599191,21$$

6.6.5.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0,007	32,00		0,22619

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
179,00	1,334	97,300	0,0170	-57,43	1,222

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
88450,82	151656,70	295081,80

$$V_{Ed,max} = 106094,36 < 151656,68$$

Trazione per taglio (V=106094,36) = 123693,76 [daN]

6.6.5.2.1.4 Verifica rottura per torsione t=inf.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	f' _{cd}	Staffe parete:	A _{sw}
	0,007	129,34		0,11310

A _k	t _{min}	u _k	σ_{cp}	α_c
18000,000	16,00	550,00	-57,43	1,222

T _{Rcd}	T _{Rsd}
3,297004E7	3,716949E7

$$T_{Ed,max} = 2822344,34 < 32970038,60$$

Trazione per torsione ($T=32970038,60$) = 1174843,10 [daN]

Trazione per torsione ($T=2822344,34$) = 100570,46 [daN]

Sforzo di precompressione presente = -873126,06 [daN]

<armatura longitudinale non necessaria>

6.6.5.2.1.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b)* nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 2822344,34/32970038,60 + 106094,36/151656,68 = 0,785$$

6.6.6 Verifica sezione X=1700,00 - mezzeria

6.6.6.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-124,50	11,00
2	-65,82	11,00
3	-53,82	25,50
4	-71,51	142,51
5	-86,94	150,00
6	-124,50	153,80
7	-124,50	160,00
8	-62,00	160,00
9	-61,17	154,50
10	-57,17	154,50
11	-38,04	28,00
12	-30,02	21,00
13	30,02	21,00
14	38,04	28,00
15	57,17	154,50
16	61,17	154,50
17	62,00	160,00
18	124,50	160,00
19	124,50	153,80
20	86,94	150,00
21	71,51	142,51
22	53,82	25,50
23	65,82	11,00
24	124,50	11,00
25	124,00	3,00
26	121,00	0,00
27	-121,00	0,00
28	-124,00	3,00
29	-124,50	11,00

$$A = 9459,835$$

$$J_f = 30422026,2782$$

$$Z_g = 62,20$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155,00	2,780
2	16,00	19,460
3	11,00	30,580
4	6,00	47,260

$$A_p = 100,080$$

$$Z_{g,p} = 13,61$$

Sezione ideale (n=5,678)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	10028,050	3,202054E7	59,45

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	157,59	1,1%
rilassamento acciaio	35,4%	1250,03	8,9%

Sollecitazioni	M_{esterno}	N_{precomp.}	M_{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	33646993,21	-1260245,62	-61237669,38
prima del getto	33646993,21	-1097118,38	-53311014,23
dopo getto 2a fase	60262724,29	-1096521,10	-53281991,62

6.6.6.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-49,93	-170,45
prima del getto	-57,14	-140,31
dopo getto 2a fase	-140,72	-90,89

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}
t=0 dopo taglio trefoli	11682,82
prima del getto	10205,99
dopo getto 2a fase	10422,31

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	157,59	1,1%
rilassamento acciaio	22,2%	782,02	5,6%
viscosità cls	43,5%	690,36	4,9%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	0,85	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	2,78	0,0%
viscosità cls	0,1%	2,34	0,0%

6.6.6.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

$\Delta\varepsilon$ armature pretese: $\varepsilon_{sp,z=13,61}=0,00532$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z _{g^{sup}}	ε_{inf}	Z _{g^{inf}}
(+)	27,66	1,19278E8	-0,00350	160,00	0,00057	6,00
(-)	25,14	-7746327,00	0,01000	155,00	-0,00194	0,00

$$M_{d,max} = 81701477,79 < 119277964,51$$

6.6.6.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [DEG]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,007	32,00		0,22619

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
155,00	1,359	97,300	0,0196	-115,98	1,250

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
122480,80	131888,00	248871,50

$$V_{Ed,max} = 1370,33 < 131888,00$$

6.6.6.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-140,75	-90,78
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a $t=\infty$:

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	301,97	2,2%
rilassamento acciaio	27,9%	984,56	7,0%
viscosità cls	56,3%	893,34	6,4%

6.6.6.2.1 Verifiche in esercizio

6.6.6.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	-124,50	11,00
2	-65,82	11,00
3	-53,82	25,50
4	-71,51	142,51
5	-86,94	150,00
6	-124,50	153,80
7	-124,50	160,00
8	-62,00	160,00
9	-61,17	154,50
10	-57,17	154,50
11	-38,04	28,00
12	-30,02	21,00
13	30,02	21,00
14	38,04	28,00
15	57,17	154,50
16	61,17	154,50
17	62,00	160,00
18	124,50	160,00

n.	Y	Z	
19	124,50	153,80	
20	86,94	150,00	
21	71,51	142,51	
22	53,82	25,50	
23	65,82	11,00	
24	124,50	11,00	
25	124,00	3,00	
26	121,00	0,00	
27	-121,00	0,00	
28	-124,00	3,00	fine prefabb.
29	-124,50	11,00	
30	-125,00	185,00	getto in opera
31	125,00	185,00	(m=0,919)
32	125,00	160,00	
33	-125,00	160,00	
34	-125,00	185,00	

$$A = 15203,916$$

$$J_f = 74199877,2984$$

$$Z_g = 103,87$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	155,00	2,780
2	16,00	19,460
3	11,00	30,580
4	6,00	47,260

$$A_p = 100,080$$

$$Z_{g,p} = 13,61$$

Sezione ideale (n=5,678)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	15772,130	7,899539E7	100,62

Tensioni sul cls - SEZ CV01 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-141,18	-141,18	-52,77	-52,77
t=inf.-SLE Rare	-141,18	-183,97	19,74	-52,77
t=inf.-SLE Frequenti	-141,18	-171,91	-0,69	-52,77
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-141,18	-153,18	-32,44	-52,77

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-5,92	-5,92	-0,40	-0,40
t=inf.-SLE Rare	-5,92	-61,80	-0,40	-39,72
t=inf.-SLE Frequenti	-5,92	-46,06	-0,40	-28,64
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-5,92	-21,59	-0,40	-11,43

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}
t=inf.-senza carichi	0,00
t=inf.-SLE Rare	10970,12
t=inf.-SLE Frequenti	10869,81
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	10713,96

6.6.6.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\varepsilon_{sp}$
Cavi pre-tesi	13,61	0,00515

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z _{gsup}	ε_{inf}	Z _{ginf}
(+)	134,00	2,255937E8	-0,00350	185,00	0,00878	6,00
(-)	24,52	-7813593,00	0,01000	155,00	-0,00188	0,00

$$M_{d,max} = 160660581,04 < 225593680,00$$

6.6.6.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0,007	32,00		0,22619

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
179,00	1,334	97,300	0,0170	-57,77	1,223

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
88746,56	152309,40	281274,20

$$V_{Ed,max} = 12803,19 < 152309,39$$

Trazione per taglio (V=12803,19) = 16003,99 [daN]

6.6.6.2.1.4 Verifica rottura per torsione t=inf.

Calcestruzzo:	θ [DEG]	f' _{cd}	Staffe parete:	A _{sw}
	0,007	129,34		0,11310

A _k	t _{min}	u _k	σ_{cp}	α_c
18000,000	16,00	550,00	-57,77	1,223

T _{Rcd}	T _{Rsd}
3,142728E7	3,982993E7

$$T_{Ed,max} = 2427,68 < 31427279,74$$

Trazione per torsione ($T=31427279,74$) = 1200347,49 [daN]

Trazione per torsione ($T=2427,68$) = 92,72 [daN]

Sforzo di precompressione presente = -878359,34 [daN]

<armatura longitudinale non necessaria>

6.6.6.2.1.5 Verifica a taglio/torsione $t=inf$.

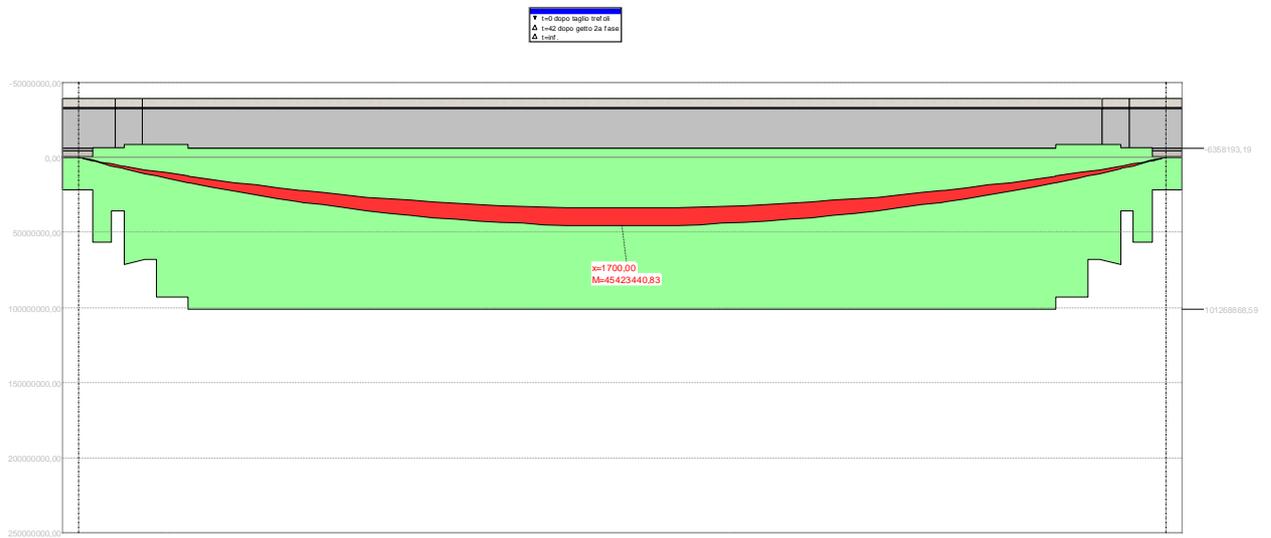
L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b)* nella combinazione più sfavorevole.

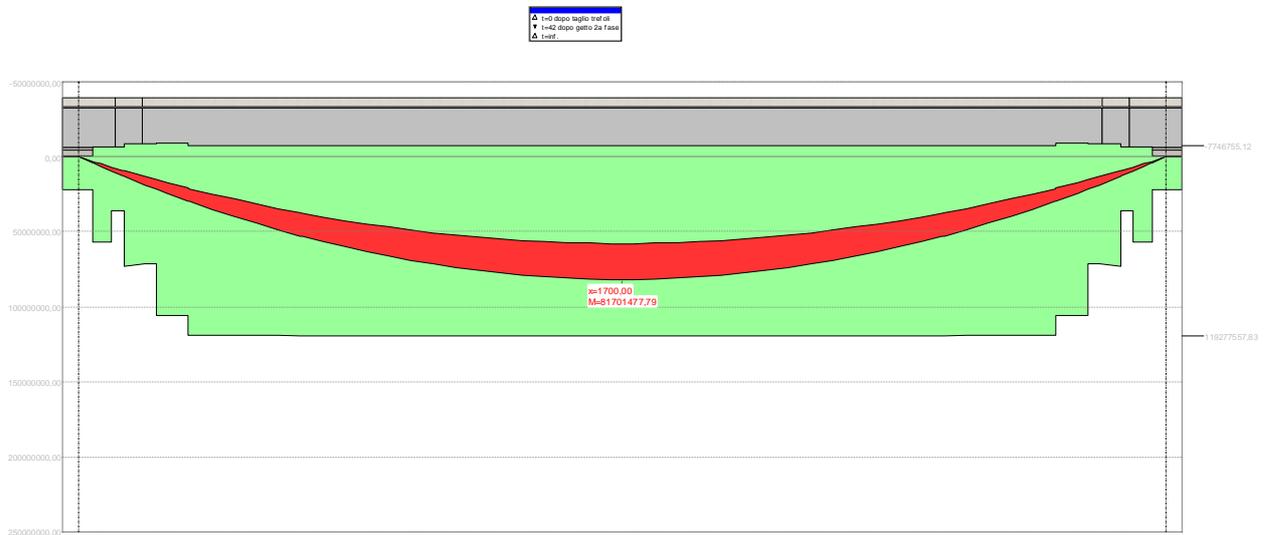
$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 0,00/31427279,74 + -12803,19/152309,39 = 0,084$$

6.7 Grafici sintetici delle verifiche

SLU Md su Mr

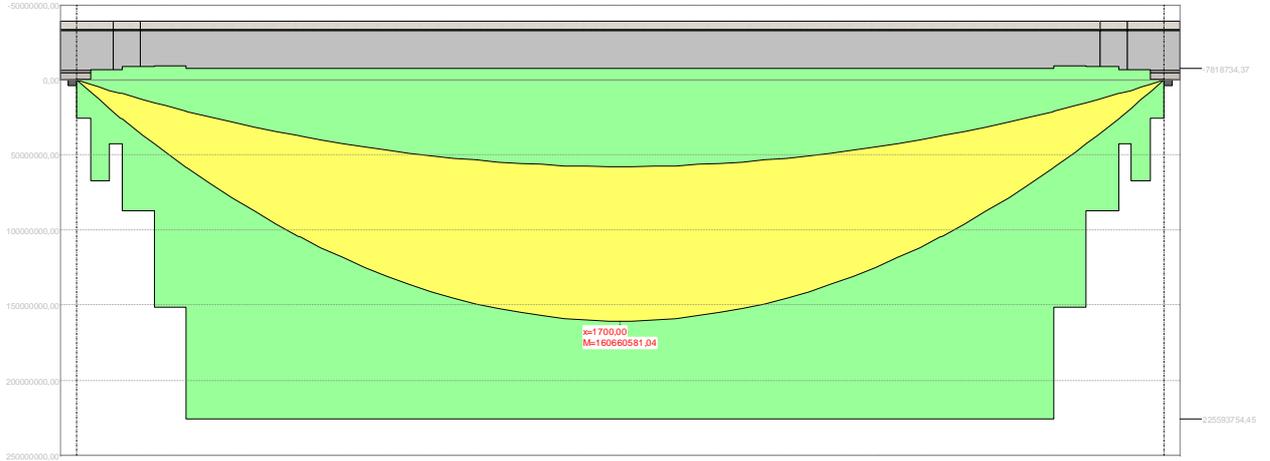


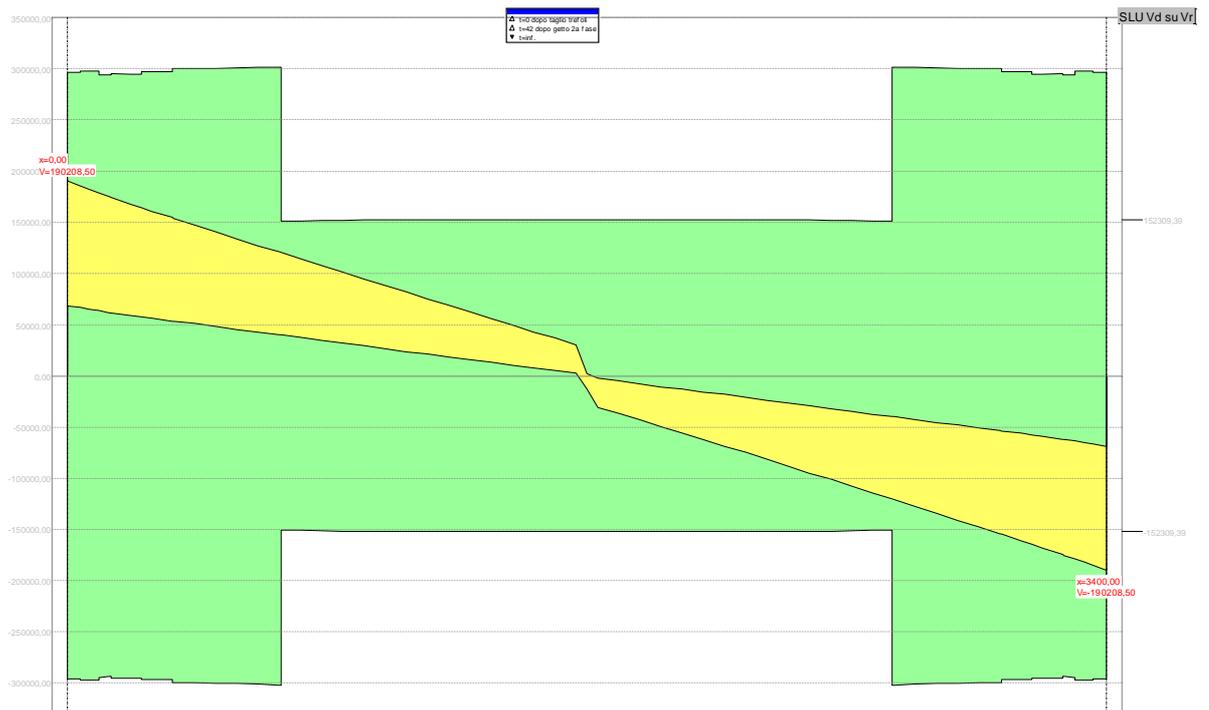
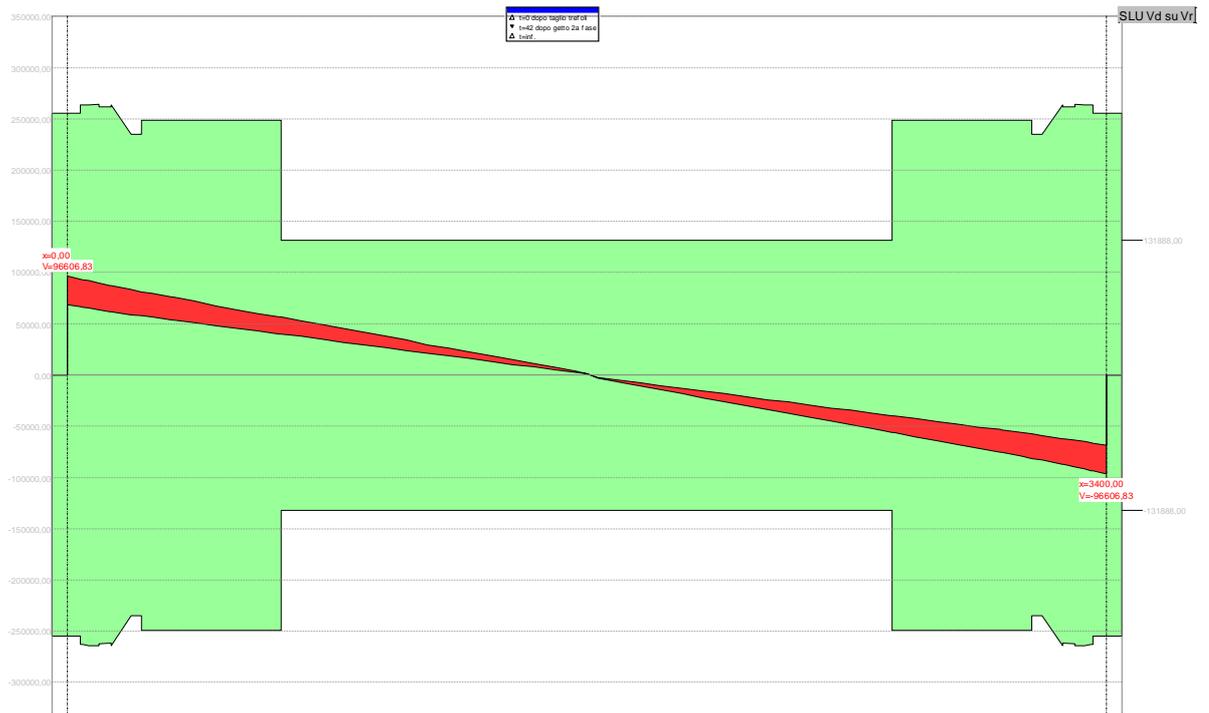
SLU Md su Mr

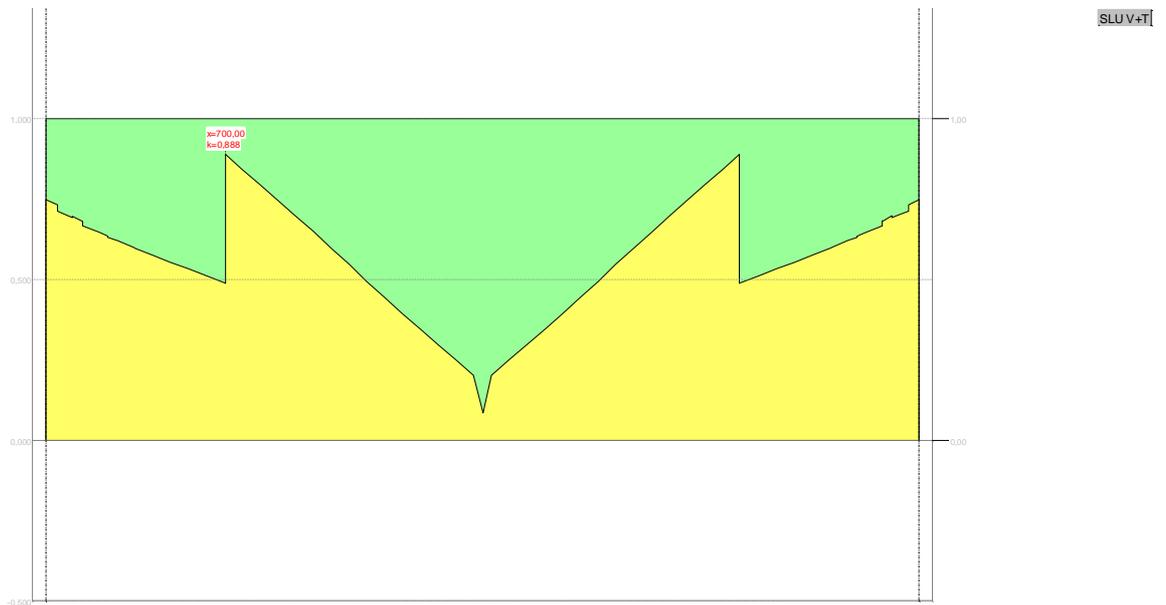
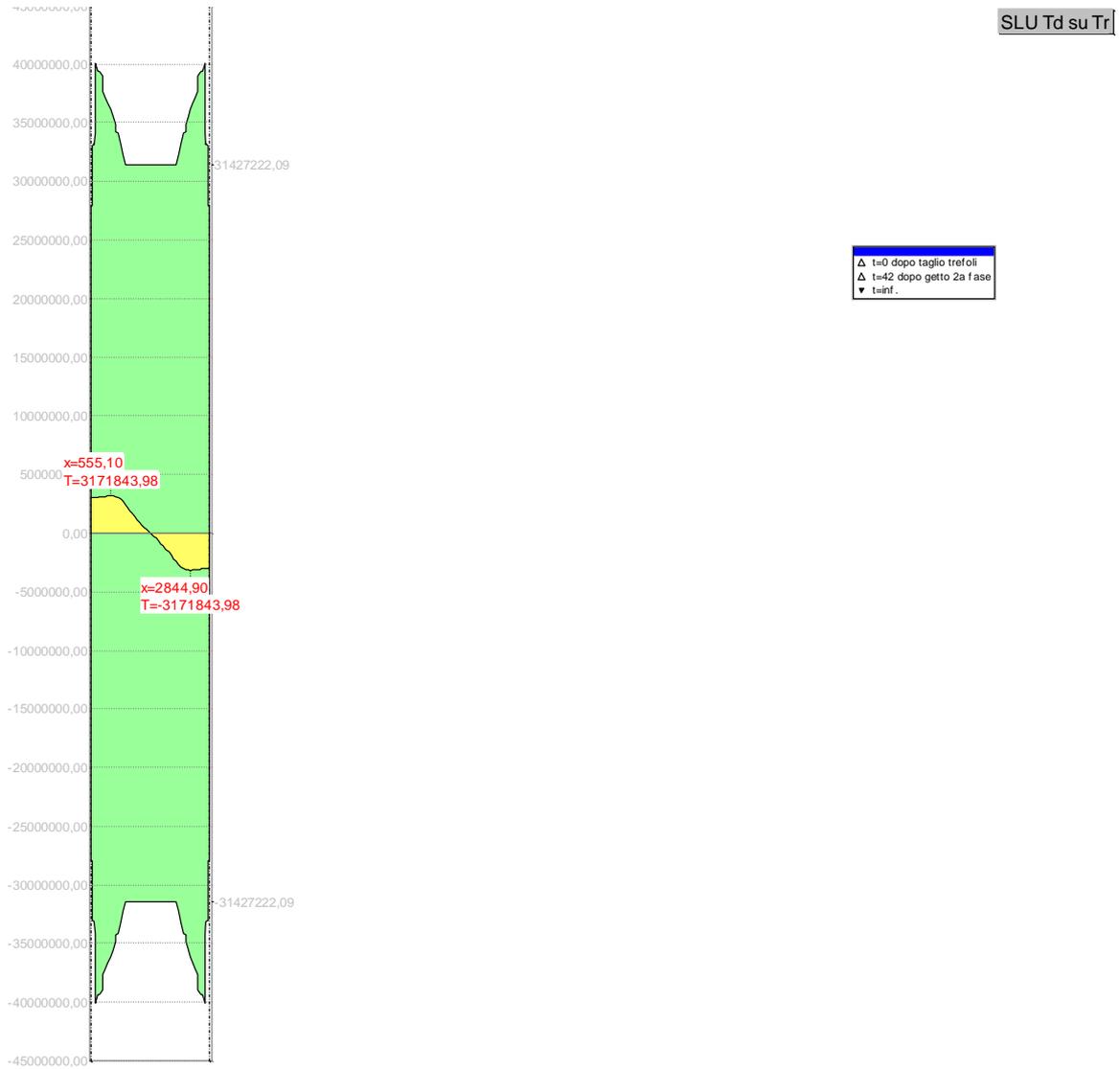


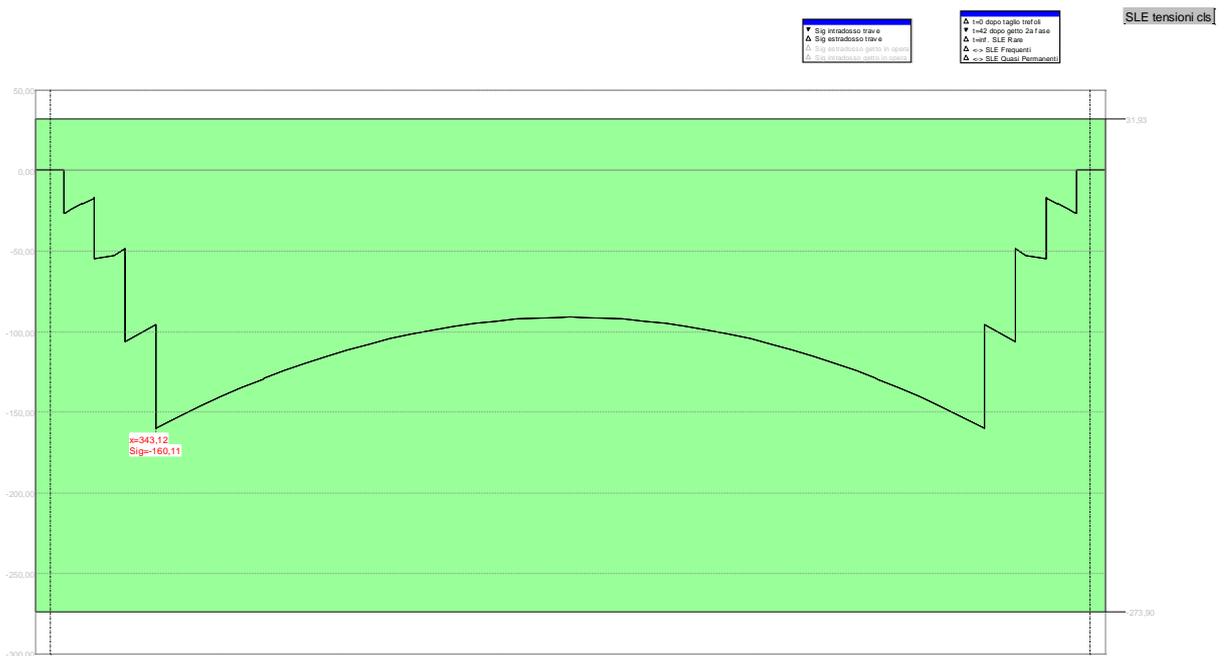
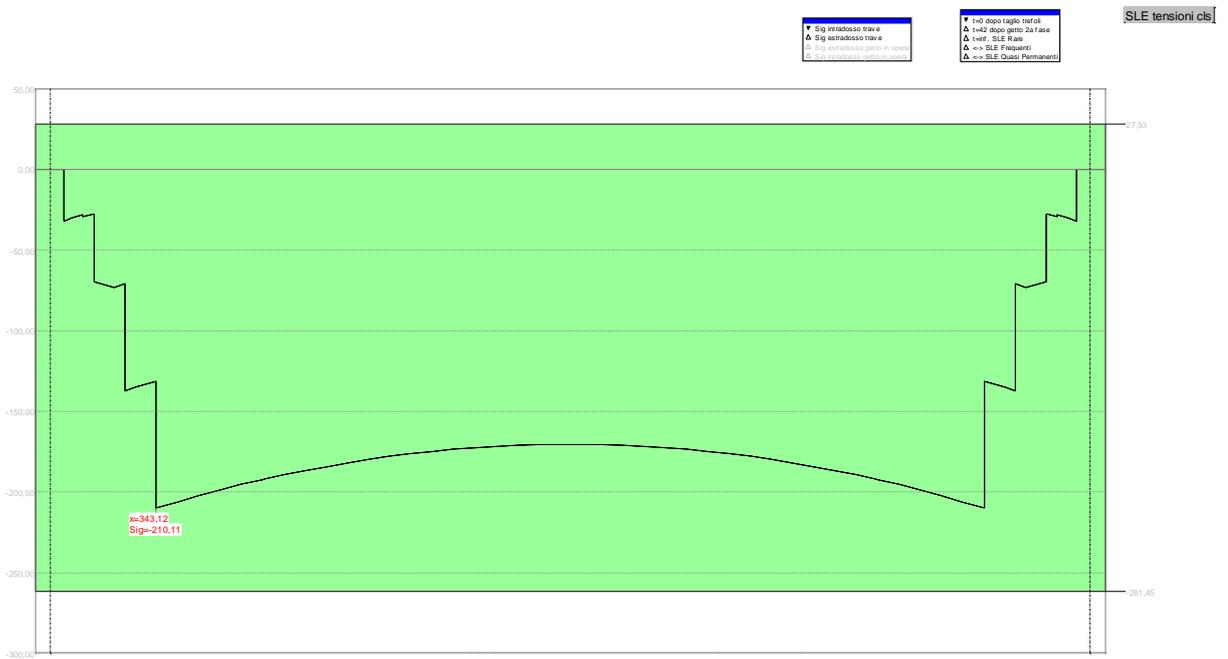
SLU Md su Mr

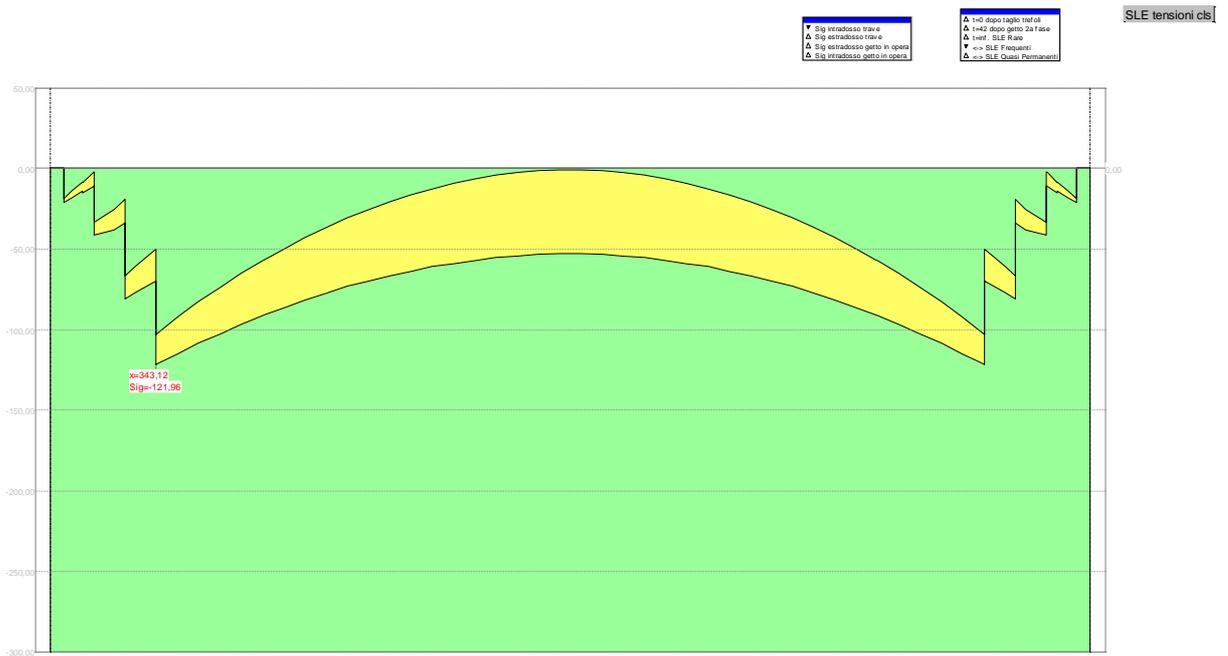
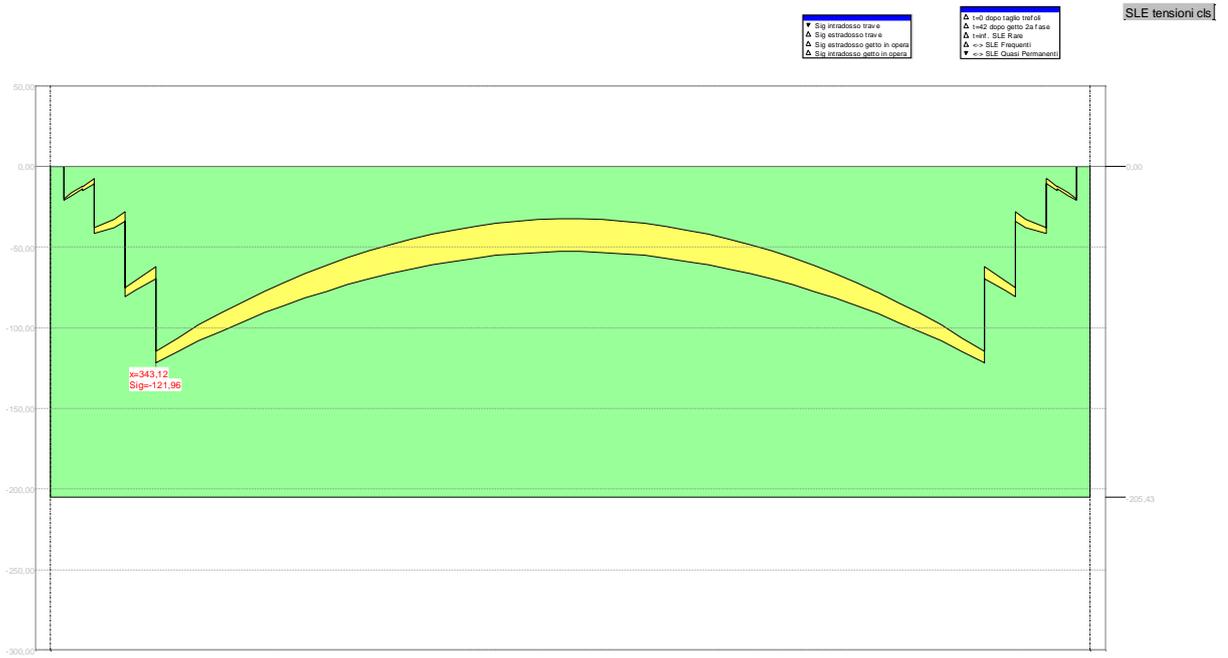
▲ 1=0 dopo taglio soletta
▲ 1=42 dopo getto 2a fase
▼ 1=0

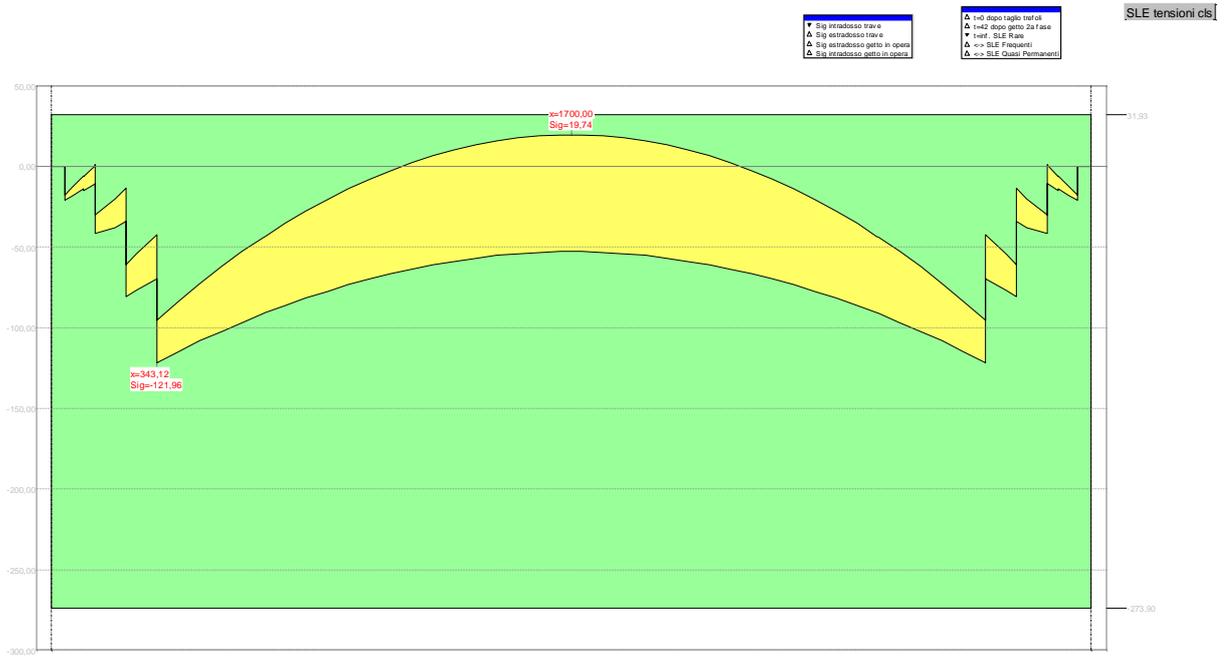


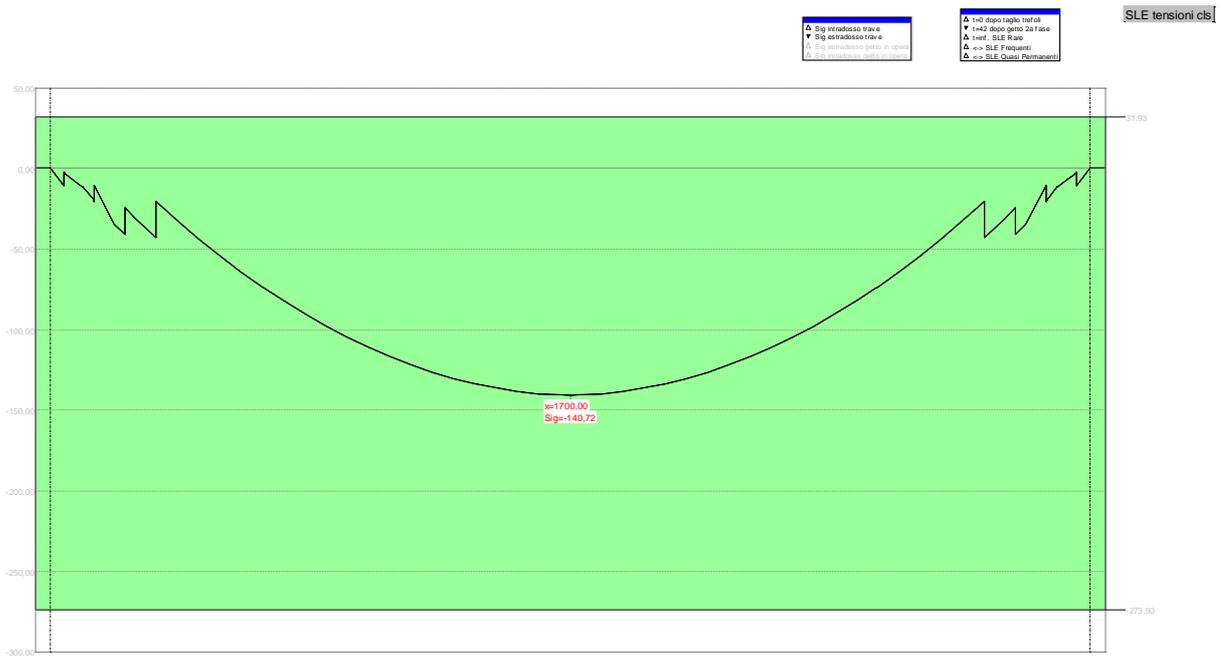
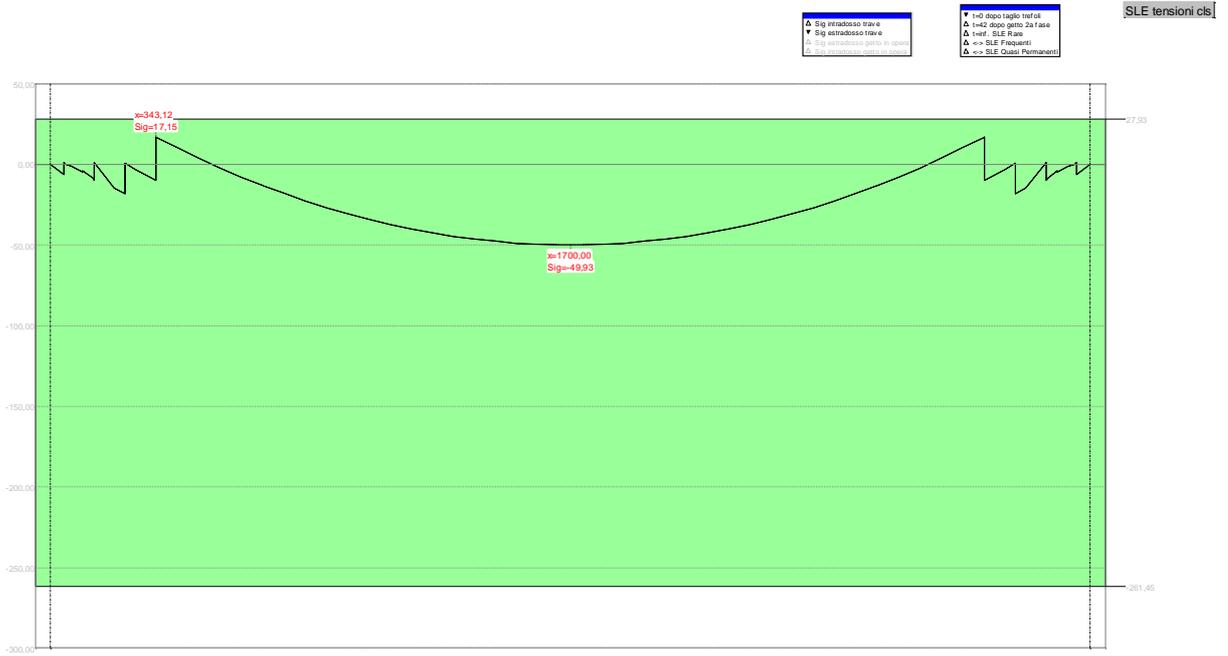








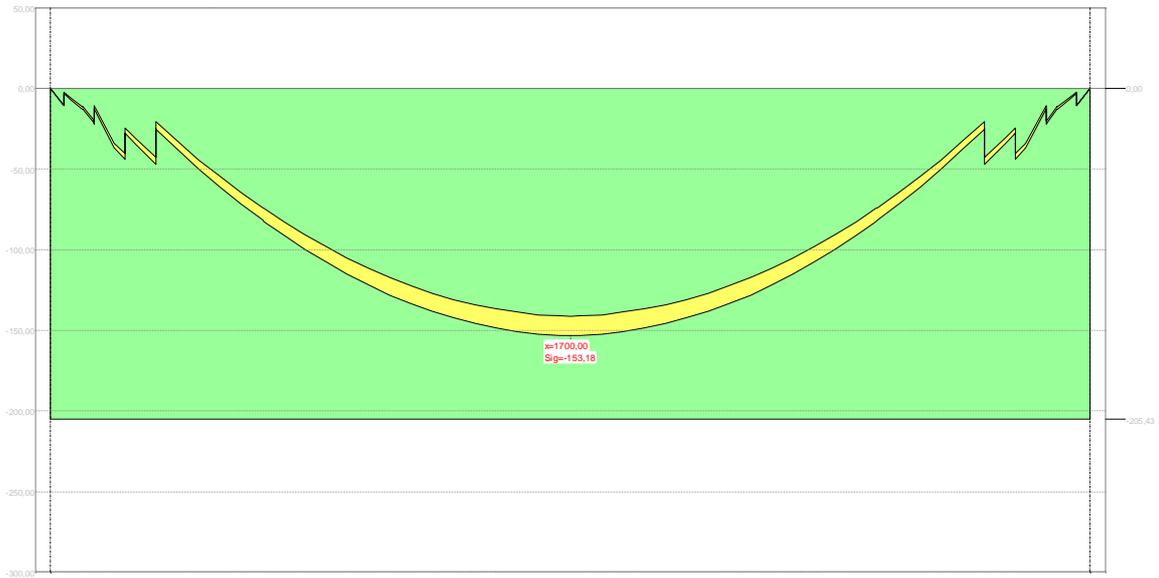




- ▲ Sig. irradiato trav. e
- ▼ Sig. estradossato trav. e
- ▲ Sig. estradossato getto in opera
- ▲ Sig. irradiato getto in opera

- ▲ t=0 dopo taglio trafilati
- ▲ t=42 dopo getto 2da fase
- ▲ t=inf. SLE R.ano
- ▲ t=>> SLE Frequenti
- ▲ t=>> SLE Quasi Permanenti

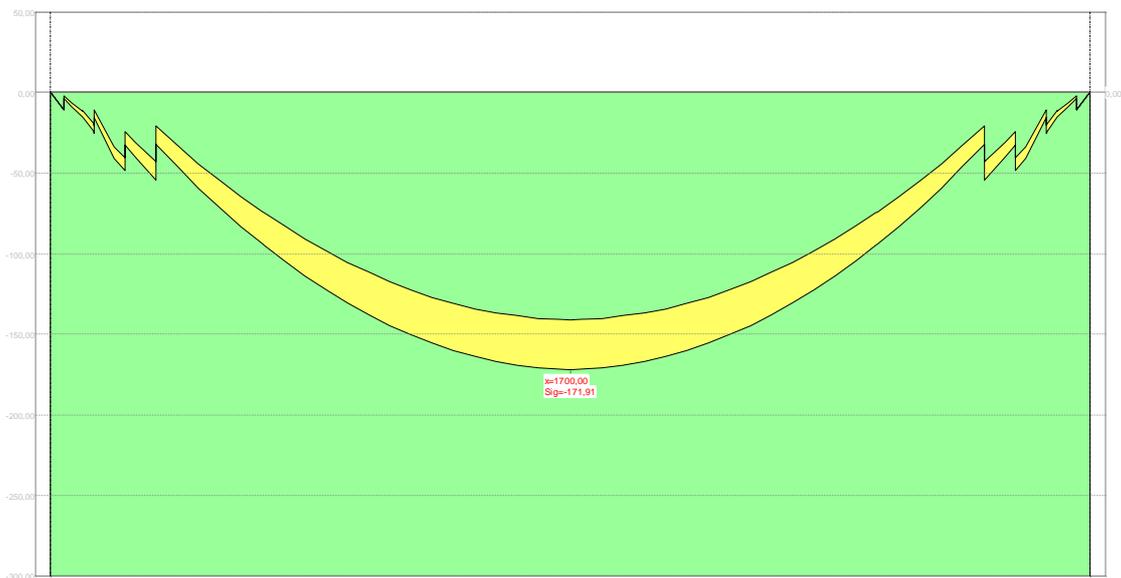
SLE tensioni cs

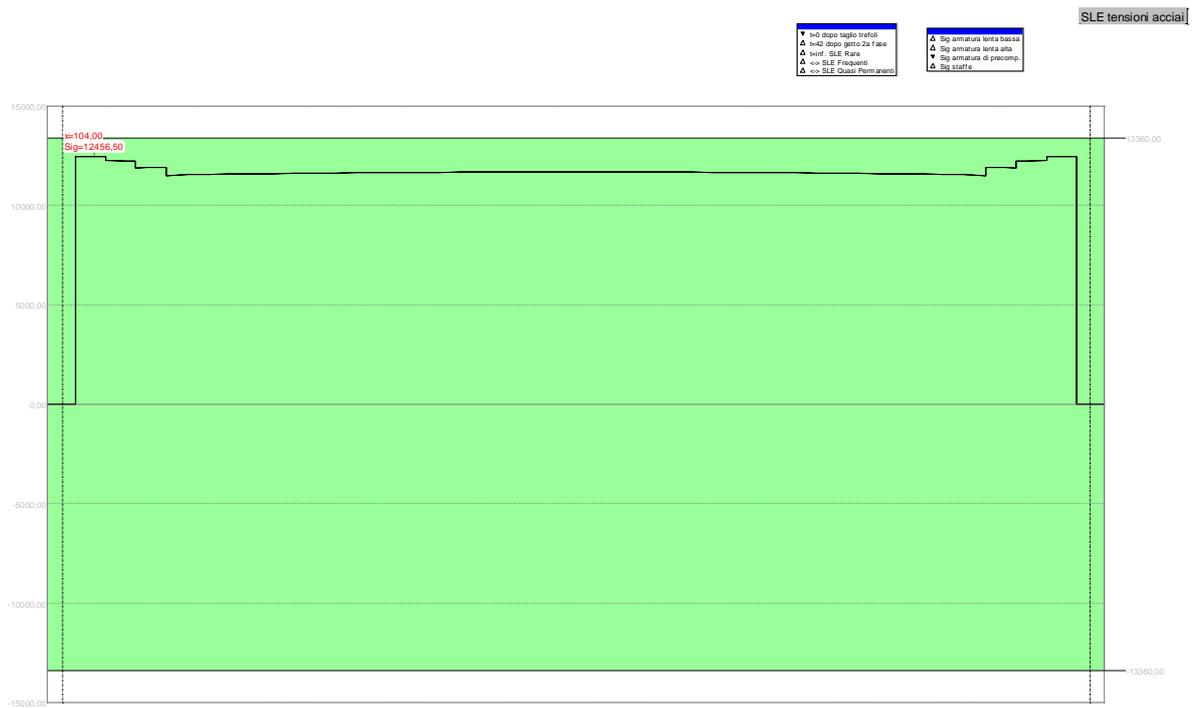
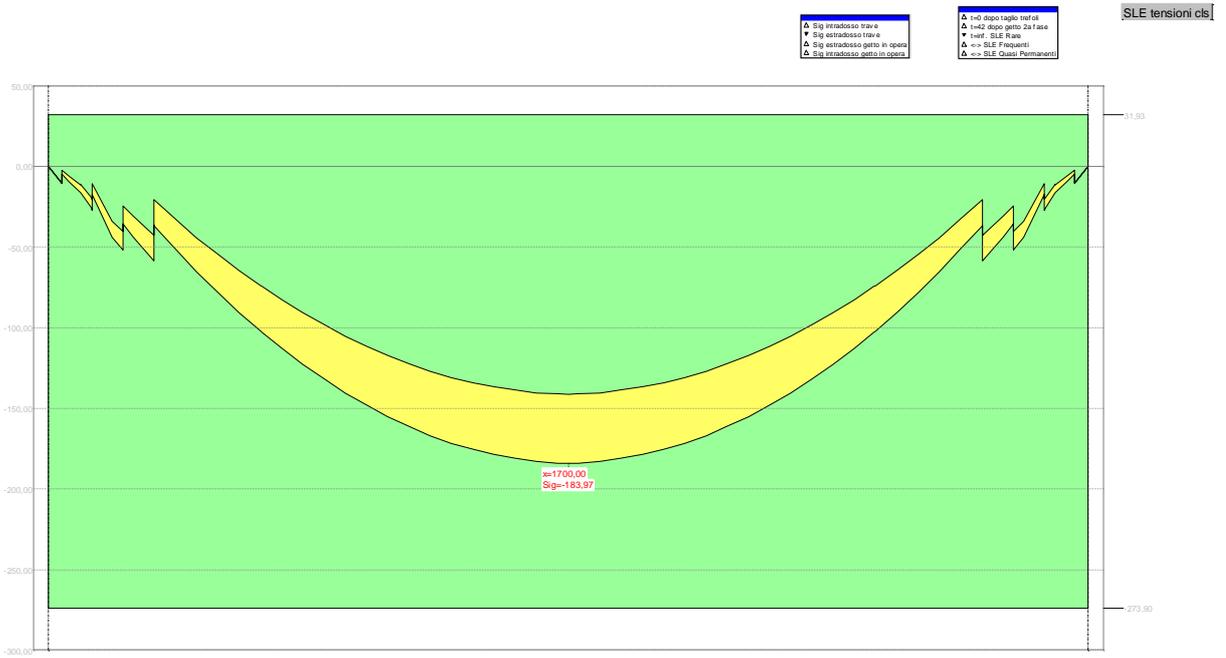


- ▲ Sig. irradiato trav. e
- ▼ Sig. estradossato trav. e
- ▲ Sig. estradossato getto in opera
- ▲ Sig. irradiato getto in opera

- ▲ t=0 dopo taglio trafilati
- ▲ t=42 dopo getto 2da fase
- ▲ t=inf. SLE R.ano
- ▲ t=>> SLE Frequenti
- ▲ t=>> SLE Quasi Permanenti

SLE tensioni cs

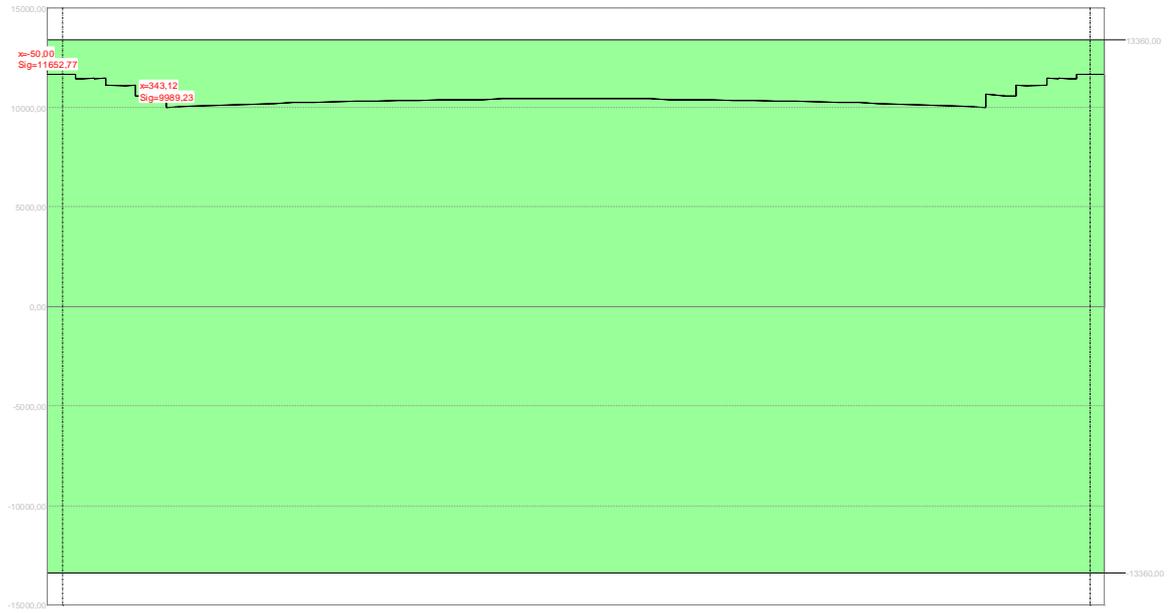




SLE tensioni acciai

- ▲ s=0 dopo taglio trafilati
- ▼ s=2 dopo petto da fase
- ▲ s=inf. SLE Rare
- ▲ s= SLE Frequenti
- ▲ s= SLE Quasi Permanenti

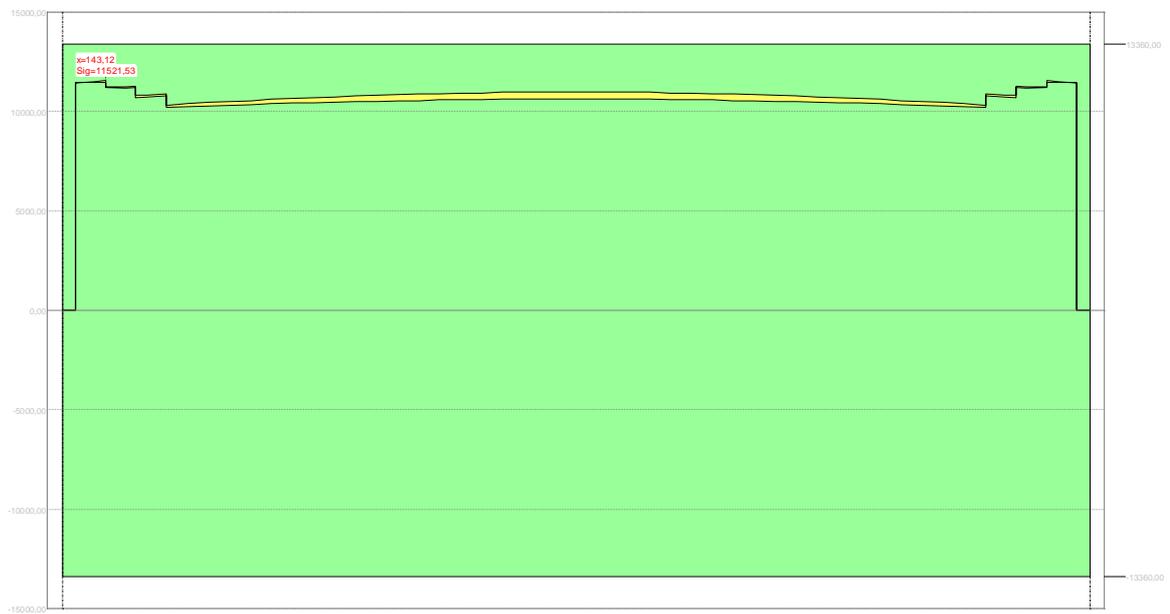
- ▲ Sig armatura tenia bassa
- ▲ Sig armatura tenia alta
- ▼ Sig armatura di precomp.
- ▲ Sig staffa



SLE tensioni acciai

- ▲ s=0 dopo taglio trafilati
- ▼ s=2 dopo petto da fase
- ▲ s=inf. SLE Rare
- ▲ s= SLE Frequenti
- ▲ s= SLE Quasi Permanenti

- ▲ Sig armatura tenia bassa
- ▲ Sig armatura tenia alta
- ▼ Sig armatura di precomp.
- ▲ Sig staffa



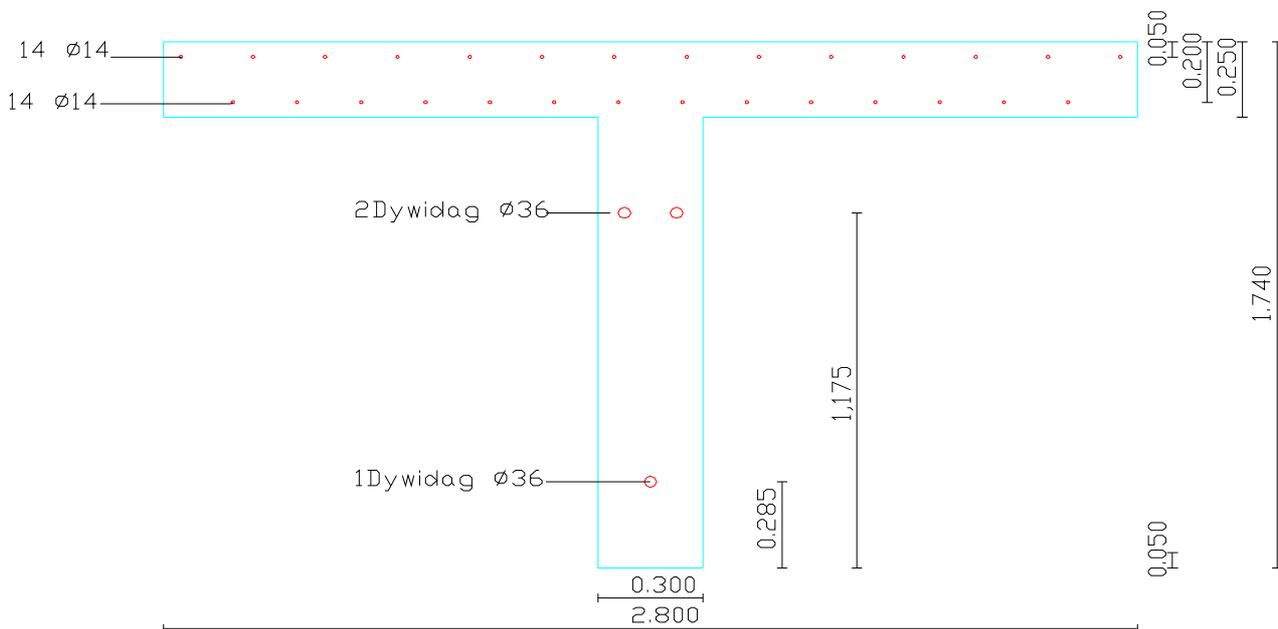
7 VERIFICA DEL TRAVERSO DI CAMPATA

7.1 Introduzione

Il presente capitolo riguarda la verifica a flessione allo SLU e la verifica SLE del traverso di campata. La sezione resistente è costituita da una sezione a T con anima costituita dalla porzione di traverso gettato in opera tra le travi principali e ala costituita da una porzione di soletta collaborante.

L'anima ha dimensioni 149x30 cm (si considera come altezza l'altezza della trave diminuita dello spessore del lembo inferiore della trave in CAP) mentre l'ala ha spessore 25 cm e larghezza assunta pari a 5 volte lo spessore della soletta da entrambe le parti dell'anima, quindi $125+30+125 = 280$ cm.

L'armatura superiore è costituita dai ferri trasversali della soletta, quindi $\phi 14/20''$ all'intradosso e $\phi 14/20''$ all'estradosso della soletta.



Le sollecitazioni sono reperibili al paragrafo 4.12 della presente relazione di calcolo.

Il traverso è soggetto inoltre ad un'azione assiale pari alla massima forza di tiro iniziale delle 3 barre Dywidag $\phi 36$, aventi ciascuna area $S_n = 1018 \text{ mm}^2$;

La massima forza di tiro iniziale è:

$$P_{m0,max} = S_n \cdot 0,8 \cdot f_{pk} = 856 \text{ kN}$$

Quindi l'azione assiale nel traverso risulta:

$$N_{Ed} = 3 \cdot 856 = 2568 \text{ kN}$$

Le armature di precompressione si trovano a rispettivamente a 117,5 cm (2 Dywidag $\phi 36$) e a 28,5 cm (1 Dywidag $\phi 36$) dall'intradosso del traverso, mentre il baricentro del traverso giace a 128 cm dall'intradosso del traverso stesso.

L'azione di precompressione produce quindi un momento flettente negativo pari a:

$$M_{prec} = -2 \cdot P_{m0,max} \cdot (1,28 - 1,175) - P_{m0,max} \cdot (1,28 - 0,285) = -1712 \cdot 0,55 = -1031 \text{ kNm}$$

7.2 Verifiche

7.2.1 Verifica a flessione SLU

Combinazione SLU Mmax

SEZIONE A T	larghezza anima (cm)	30	
	altezza anima (cm)	149	
	larghezza ala (cm)	280	
	spessore ala (cm)	25	
ARMATURA	prec. 1° strato	2φ36	d= 56,5 cm
	prec. 2° strato	1φ36	d= 145,5 cm
	superiore 1° strato	14φ14	c= 5 cm
	superiore 2° strato	14φ14	c= 20 cm

SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = +1698-1031=667$ kNm
	$N_{Ed} = -2568$ kNm

Titolo: Traverso di campata SLU+

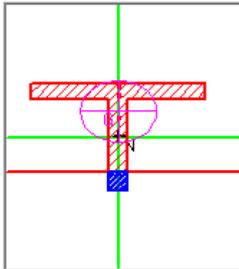
N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	280	25
2	30	149

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21,55	5
2	21,55	20

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Armatura Precompressione

N° strati cavi: 2 Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sc} [MPa]
1	20,36	56,5	841
2	10,18	145,5	841

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 1698 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 21,33
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

σ_c -3,041 N/mm² σ_c 0,6264 N/mm²

ϵ_s -0,1965 ‰

Tipo cavo

DYWIDAG

ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 868,7 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 4,344 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 841 N/mm²

σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} 4,206 ‰ compressa pref.

Precompresso

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_{c,compressione} = -3,04 \text{ MPa} < f_{cd} = 18,81 \text{ MPa}$$

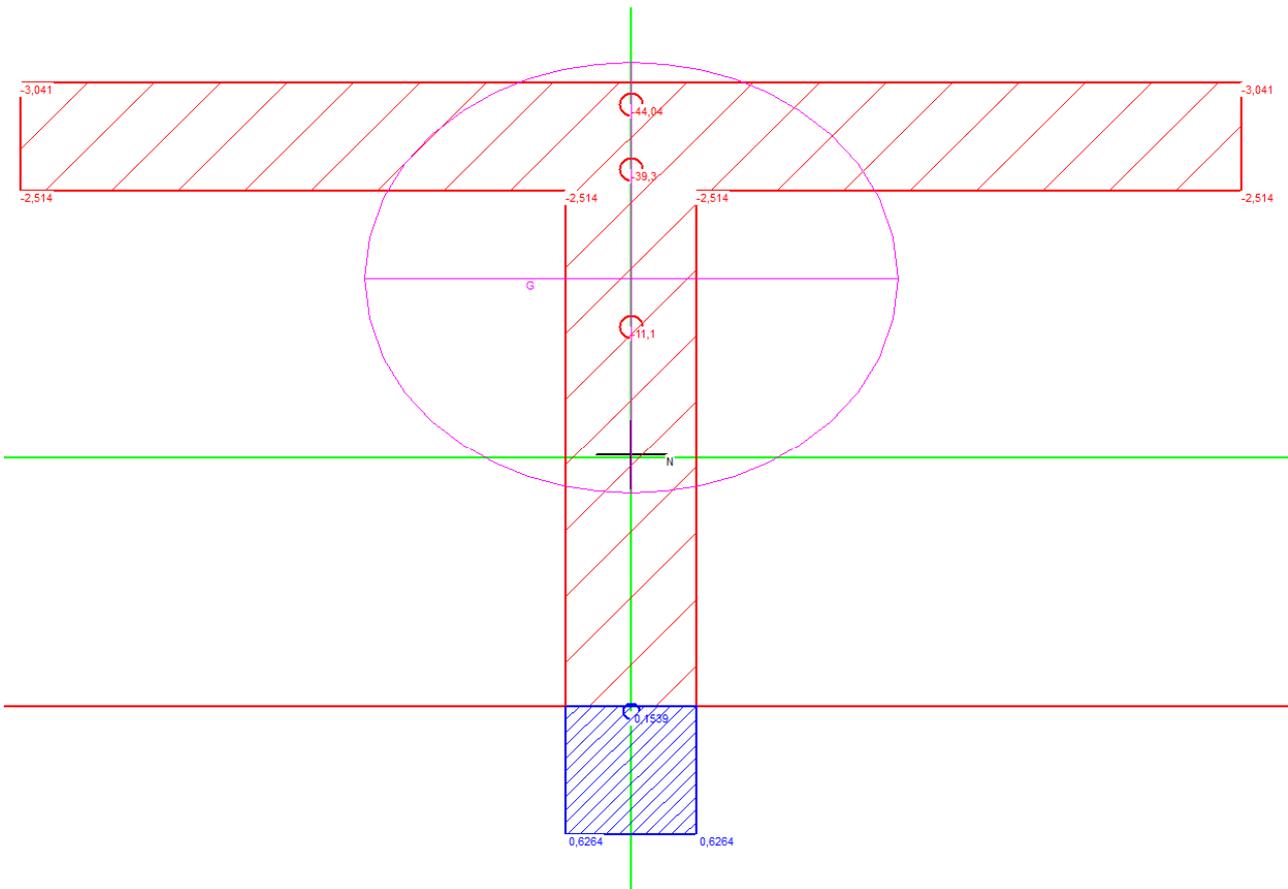
La tensione massima di compressione è compatibile con la classe di calcestruzzo adottata.

La massima tensione di trazione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_{c,trazione} = 0,63 \text{ MPa} < f_{ctd} = 1,45 \text{ MPa}$$

La sezione non si fessura.

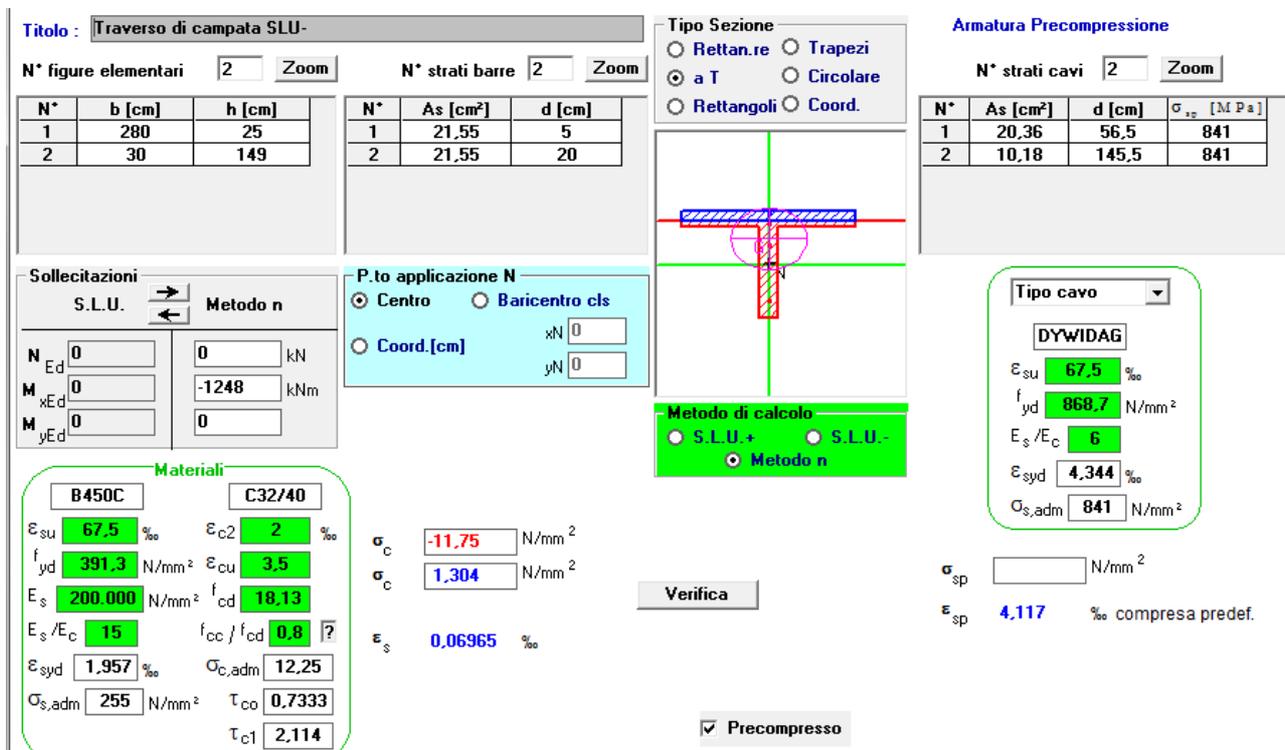
LA VERIFICA E' SODDISFATTA.



Combinazione SLU Mmin

SEZIONE A T	larghezza anima (cm)	30	
	altezza anima (cm)	149	
	larghezza ala (cm)	280	
	spessore ala (cm)	25	
ARMATURA	prec. 1° strato	2φ36	d= 56,5 cm
	prec. 2° strato	1φ36	d= 145,5 cm
	superiore 1° strato	14φ14	c= 5 cm
	superiore 2° strato	14φ14	c= 20 cm

SOLLECITAZIONI $M_{Ed} = -1248-1031=-2279$ kNm
 $N_{Ed} = -2568$ kNm



Titolo: Traverso di campata SLU-

N° figure elementari: 2 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	280	25	1	21,55	5
2	30	149	2	21,55	20

Armatura Precompressione
N° strati cavi: 2 **Zoom**

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	20,36	56,5	841
2	10,18	145,5	841

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 MPa
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $G_{c,adm}$ 12,25 MPa
 $G_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 MPa
 τ_{c1} 2,114 MPa

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

σ_c -11,75 N/mm²
 σ_c 1,304 N/mm²
 ϵ_s 0,06965 ‰

Verifica
 Precompresso

Armatura Precompressione
Tipo cavo: DYWIDAG
 ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 868,7 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 4,344 ‰
 $G_{s,adm}$ 841 N/mm²
 σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} 4,117 ‰ compressa predef.

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$\sigma_c, \text{compressione} = -11,75 \text{ MPa} < f_{cd} = 18,81 \text{ MPa}$

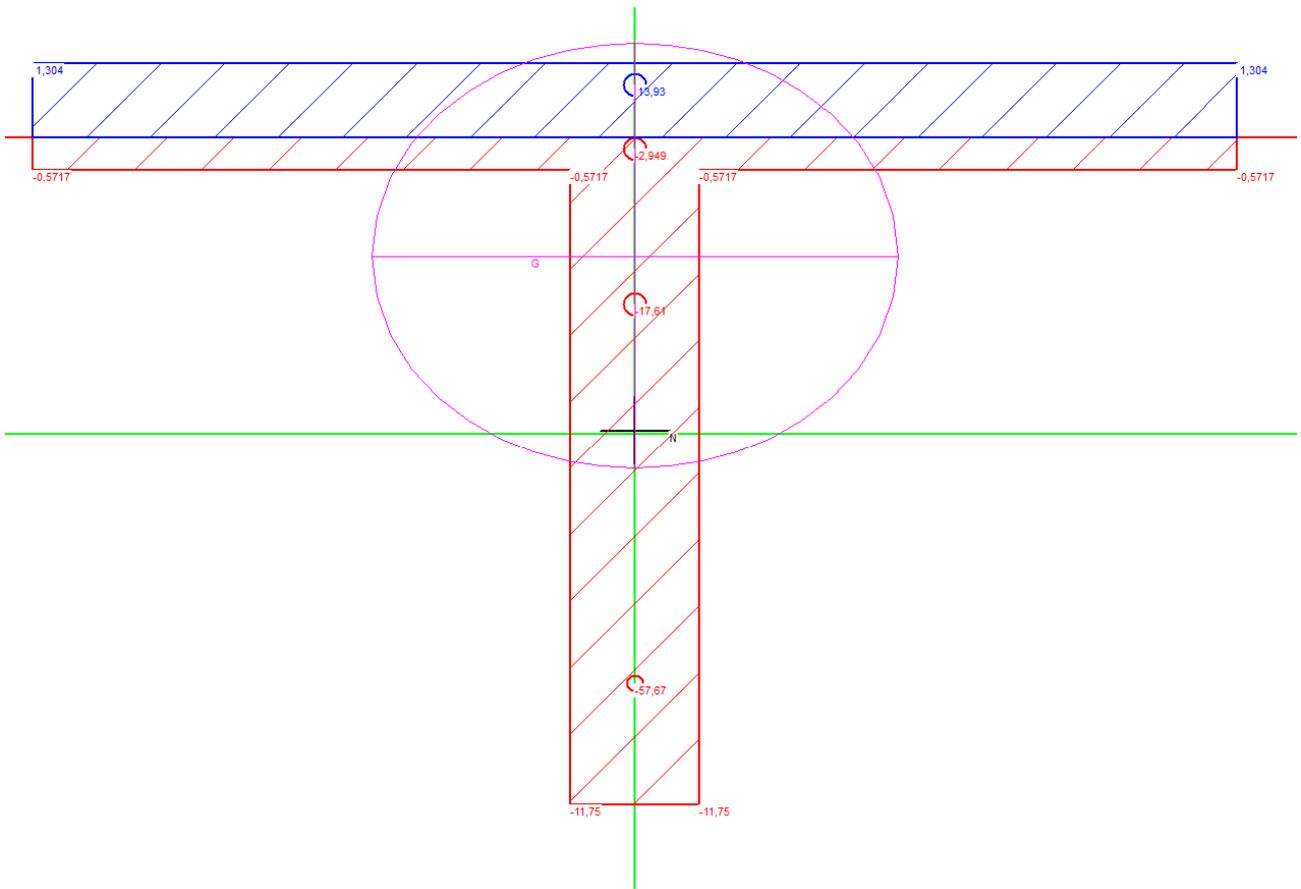
La tensione massima di compressione è compatibile con la classe di calcestruzzo adottata.

La massima tensione di trazione nel calcestruzzo è:

$\sigma_c, \text{trazione} = 1,30 \text{ MPa} < f_{ctd} = 1,45 \text{ MPa}$

La sezione non si fessura.

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.



7.2.2 Verifiche SLE – Combinazione quasi permanente

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione quasi permanente Mmax:

SEZIONE A T	larghezza anima (cm)	30	
	altezza anima (cm)	149	
	larghezza ala (cm)	280	
	spessore ala (cm)	25	
ARMATURA	prec. 1° strato	2φ36	d= 56,5 cm
	prec. 2° strato	1φ36	d= 145,5 cm
	superiore 1° strato	14φ14	c= 5 cm
	superiore 2° strato	14φ14	c= 20 cm
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} = -309-1031=-1340 kNm		
	N _{Ed} = -2568 kNm		

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Quasi permanente
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	14.94
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.17

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Titolo: Traverso di campata SLE quasi permanente Mmax

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	280	25
2	30	149

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21,55	5
2	21,55	20

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione

N° strati cavi Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ _{sp} [M Pa]
1	20,36	56,5	841
2	10,18	145,5	841

Sollecitazioni

S.L.U.

N_{Ed} kN M_{Ed} kNm

M_{xEd} M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo

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

Metodo n

Materiali

B450C	C32/40
ε _{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm ²	ε _{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f _{cd} <input type="text" value="18,13"/> ‰
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0,8"/>
ε _{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="12,25"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ _{co} <input type="text" value="0,7333"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="2,114"/>

Verifica

σ_c N/mm²

σ_c N/mm²

ε_s ‰

Precompresso

Tipo cavo

DYWIDAG

ε_{su} ‰

f_{yd} N/mm²

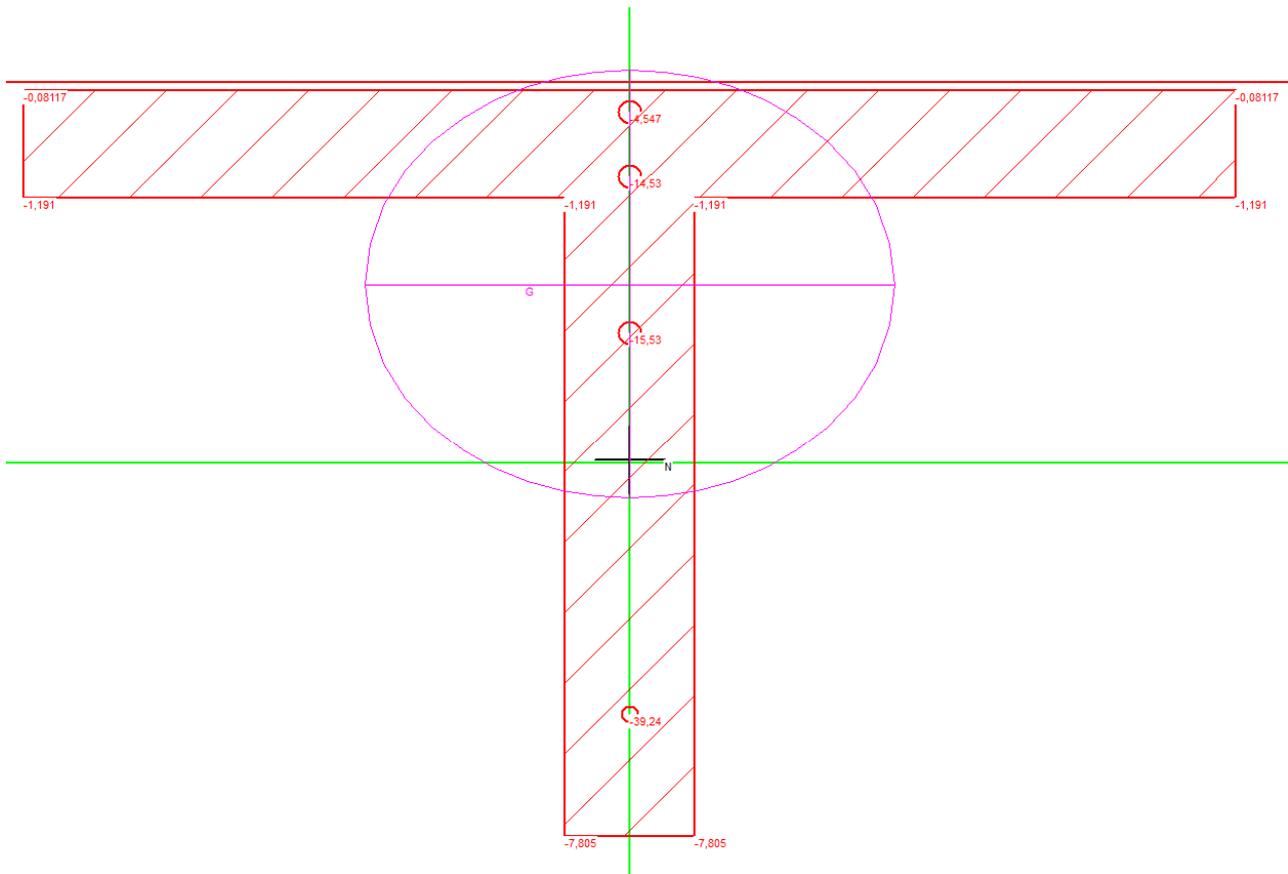
E_s/E_c

ε_{syd} ‰

σ_{s,adm} N/mm²

σ_{sp} N/mm²

ε_{sp} ‰ compressa predef.



La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_{c,compressione} = -7,81 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 14,94 \text{ MPa}$$

La tensione massima di compressione è compatibile con la classe di calcestruzzo adottata.

La sezione è interamente compressa, quindi rimane in decompressione.

La sezione non si fessura.

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

Combinazione quasi permanente Mmin:

SEZIONE A T	larghezza anima (cm)	30	
	altezza anima (cm)	149	
	larghezza ala (cm)	280	
	spessore ala (cm)	25	
	prec. 1° strato	2φ36	d= 56,5 cm
ARMATURA	prec. 2° strato	1φ36	d= 145,5 cm
	superiore 1° strato	14φ14	c= 5 cm
	superiore 2° strato	14φ14	c= 20 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = -309-1031=-1340$ kNm		
	$N_{Ed} = -2568$ kNm		

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze: kN
 Unita' di misura delle lunghezze: m
 Tensioni espresse in: N/mm²
 Normativa: NTC-2008
 Versione: 14 Gennaio 2008
 Condizione ambientale: Aggressiva
 Tipologia combinazione: Quasi permanente
 Tensione massima ammissibile calcestruzzo: 14.94
 Tensione massima del calcestruzzo in trazione: 2.17

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Titolo: Traverso di campata SLE quasi permanente Mmin

N° figure elementari Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	280	25
2	30	149

N° strati barre Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21,55	5
2	21,55	20

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} -309 kNm
 M_{yEd} 0
 M_{zEd} 0

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{cl} 2,114

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

σ_c -7,805 N/mm²
 σ_c -0,08117 N/mm²
 ϵ_s -0,02273 ‰

Verifica

Precompresso

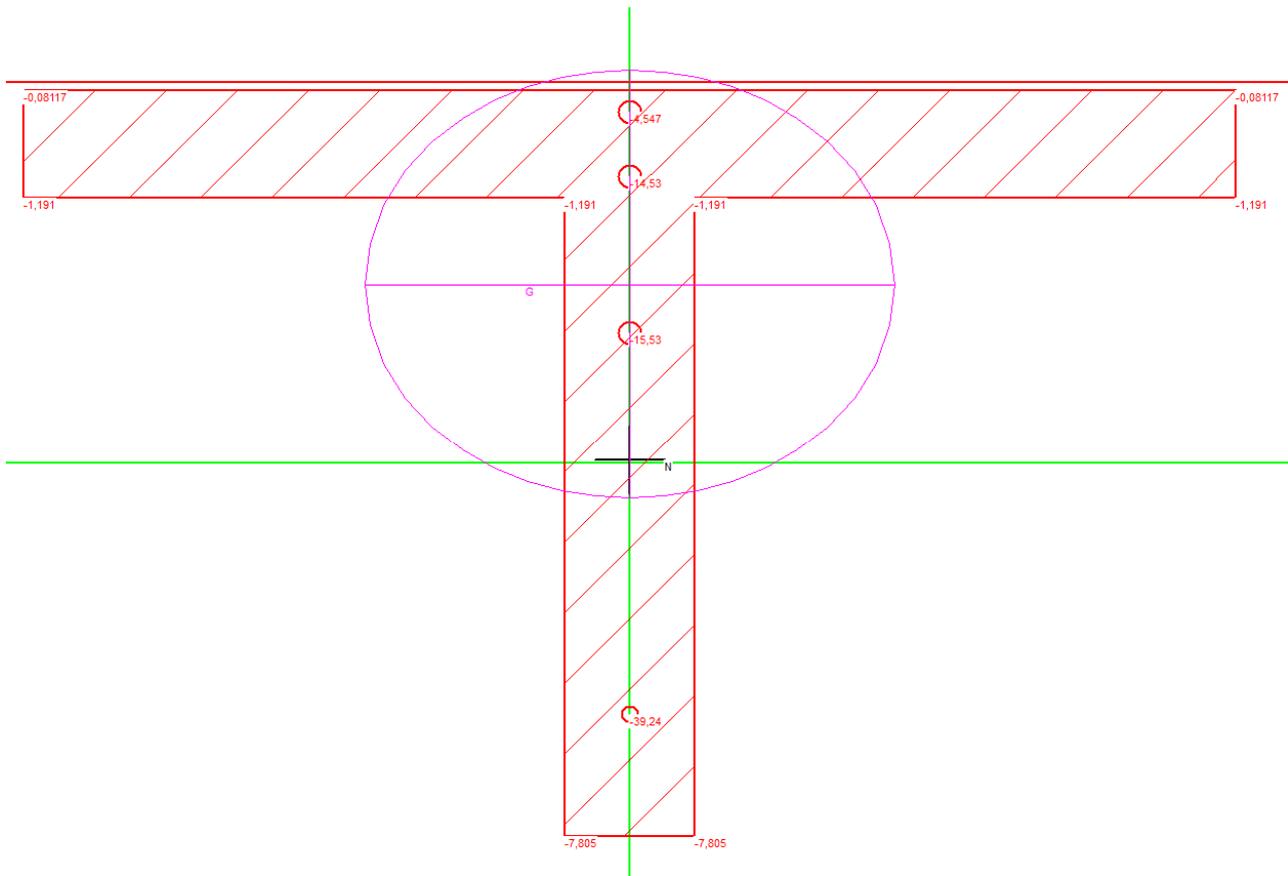
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione
 N° strati cavi Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	20,36	56,5	841
2	10,18	145,5	841

Tipo cavo
 DYWIDAG
 ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 860,7 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 4,344 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 841 N/mm²

σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} 4,127 ‰ compressa predef.



La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_{c, \text{compressione}} = -7,81 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 14,94 \text{ MPa}$$

La tensione massima di compressione è compatibile con la classe di calcestruzzo adottata.

La sezione è interamente compressa, quindi rimane in decompressione.

La sezione non si fessura.

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

7.2.3 Verifiche SLE – Combinazione frequente

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione frequente Mmax:

SEZIONE A T	larghezza anima (cm)	30	
	altezza anima (cm)	149	
	larghezza ala (cm)	280	
	spessore ala (cm)	25	
ARMATURA	prec. 1° strato	2φ36	d= 56,5 cm
	prec. 2° strato	1φ36	d= 145,5 cm
	superiore 1° strato	14φ14	c= 5 cm
	superiore 2° strato	14φ14	c= 20 cm
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} = 434-1031=-597 kNm		
	N _{Ed} = -2568 kNm		

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze: kN
 Unita' di misura delle lunghezze: m
 Tensioni espresse in: N/mm²
 Normativa: NTC-2008
 Versione: 14 Gennaio 2008
 Condizione ambientale: Aggressiva
 Tipologia combinazione: Frequente
 Tensione massima del calcestruzzo in trazione: 2.17

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Titolo: Traverso di campata SLE frequente Mmax

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	280	25
2	30	149

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21,55	5
2	21,55	20

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} 434 kNm
 M_{yEd} 0

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm ²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm ²	f _{cd}	18,13
ε _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione

N° strati cavi Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ _{sp} [M Pa]
1	20,36	56,5	841
2	10,18	145,5	841

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

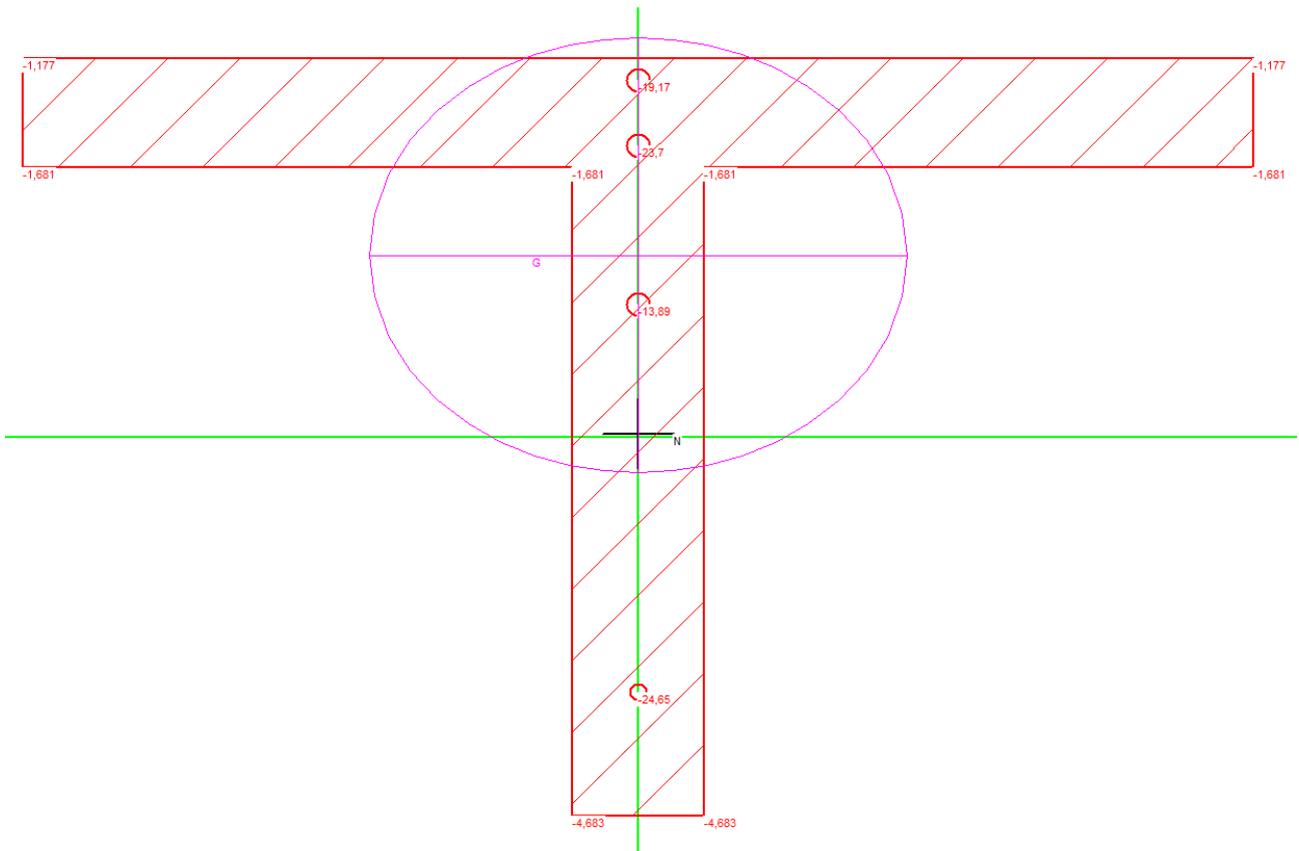
Verifica

Precompresso

Tipo cavo

ε_{su} ‰
 f_{yd} N/mm²
 E_s/E_c
 ε_{syd} ‰
 σ_{s,adm} N/mm²

σ_{sp} N/mm²
 ε_{sp} ‰ compressa predef.



La sezione è interamente compressa, quindi rimane in decompressione.
La sezione non si fessura.

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

Combinazione frequente Mmin:

SEZIONE A T	larghezza anima (cm)	30	
	altezza anima (cm)	149	
	larghezza ala (cm)	280	
	spessore ala (cm)	25	
ARMATURA	prec. 1° strato	2φ36	d= 56,5 cm
	prec. 2° strato	1φ36	d= 145,5 cm
	superiore 1° strato	14φ14	c= 5 cm
	superiore 2° strato	14φ14	c= 20 cm
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} = -634-1031=-1665 kNm		
	N _{Ed} = -2568 kNm		

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze: kN
 Unita' di misura delle lunghezze: m
 Tensioni espresse in: N/mm²
 Normativa: NTC-2008
 Versione: 14 Gennaio 2008
 Condizione ambientale: Aggressiva
 Tipologia combinazione: Frequente
 Tensione massima del calcestruzzo in trazione: 2.17

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Titolo: Traverso di campata SLE frequente Mmin

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	280	25
2	30	149

N°	As [cm ²]	d [cm]
1	21,55	5
2	21,55	20

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione

N° strati cavi Zoom

N°	As [cm ²]	d [cm]	σ _{sp} [M Pa]
1	20,36	56,5	841
2	10,18	145,5	841

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	-634	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C32/40
ε _{su} 67,5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391,3 N/mm ²	ε _{cu} 3,5 ‰
E _s 200.000 N/mm ²	f _{cd} 18,13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm ²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

σ_c -9,17 N/mm²
 σ_c 0,3982 N/mm²
 ε_s 0,009241 ‰

Tipo cavo

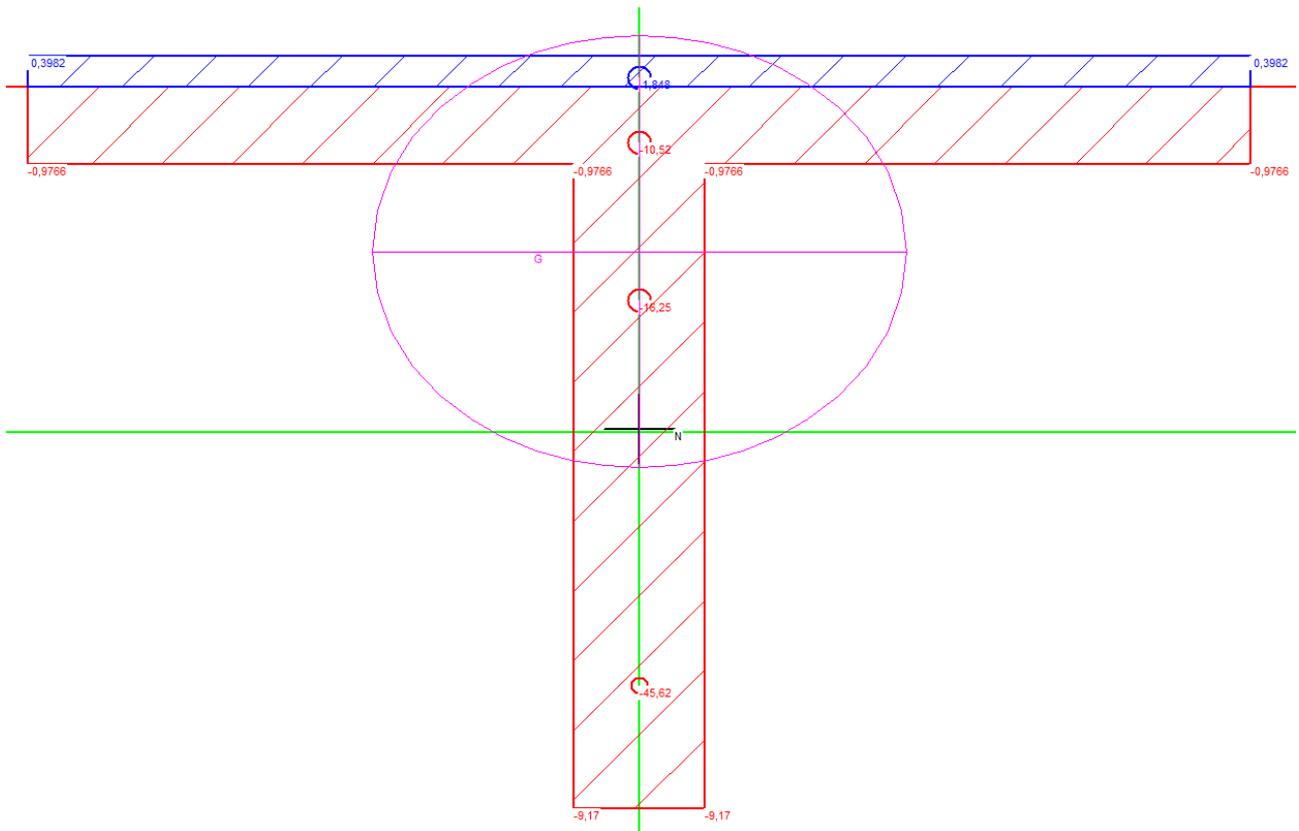
DYWIDAG

ε_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 868,7 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ε_{syd} 4,344 ‰
 σ_{s,adm} 841 N/mm²

σ_{sp} N/mm²
 ε_{sp} 4,124 ‰ compressa predef.

Verifica

Precompresso



La massima tensione di trazione nel calcestruzzo è:
 $\sigma_c, \text{trazione} = 0,40 \text{ MPa} < f_{ctk} = 2,17 \text{ MPa}$
La sezione non si fessura.

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

7.2.4 Verifiche SLE – Combinazione rara

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione rara Mmax:

SEZIONE A T	larghezza anima (cm)	30	
	altezza anima (cm)	149	
	larghezza ala (cm)	280	
	spessore ala (cm)	25	
ARMATURA	prec. 1° strato	2φ36	d= 56,5 cm
	prec. 2° strato	1φ36	d= 145,5 cm
	superiore 1° strato	14φ14	c= 5 cm
	superiore 2° strato	14φ14	c= 20 cm

SOLLECITAZIONI $M_{Ed} = 1024-1031 = -7$ kNm
 $N_{Ed} = -2568$ kNm

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze: kN
Unita' di misura delle lunghezze: m
Tensioni espresse in: N/mm²
Normativa: NTC-2008
Versione: 14 Gennaio 2008
Condizione ambientale: Aggressiva
Tipologia combinazione: Rara
Tensione massima ammissibile calcestruzzo: 19.92
Tensione massima del calcestruzzo in trazione: 2.17
Tensione massima ammissibile acciaio: 360.0

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Titolo: Traverso di campata SLE rara Mmax

N° figure elementari Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	280	25
2	30	149

N° strati barre Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21,55	5
2	21,55	20

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione

N° strati cavi Zoom

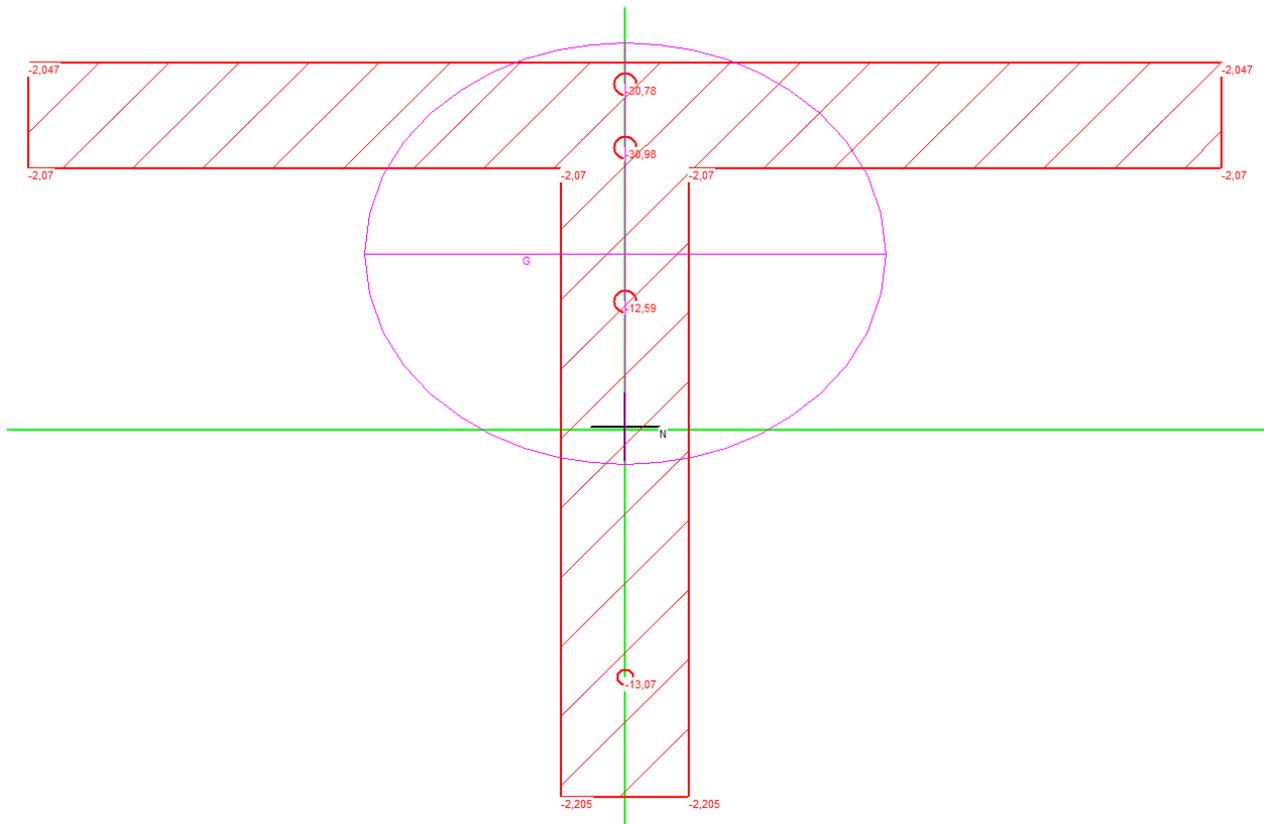
N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	20,36	56,5	841
2	10,18	145,5	841

Tipo cavo

ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 868,7 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 4,344 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 841 N/mm²

σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} 4,142 ‰ compressa predef.

Verifica Precompresso



La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_{c,compressione} = -2,21 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 19,92 \text{ MPa}$$

La tensione massima di compressione è compatibile con la classe di calcestruzzo adottata.

La sezione è interamente compressa, quindi rimane in decompressione.

La sezione non si fessura.

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

Combinazione rara Mmin:

SEZIONE A T	larghezza anima (cm)	30	
	altezza anima (cm)	149	
	larghezza ala (cm)	280	
	spessore ala (cm)	25	
ARMATURA	prec. 1° strato	2φ36	d= 56,5 cm
	prec. 2° strato	1φ36	d= 145,5 cm
	superiore 1° strato	14φ14	c= 5 cm
	superiore 2° strato	14φ14	c= 20 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} = -900-1031=-1931$ kNm		
	$N_{Ed} = -2568$ kNm		

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	19.92
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.17
Tensione massima ammissibile acciaio:	360.0

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

TITOLO: Traverso di campata SLE rara Mmin

N° figure elementari Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	280	25
2	30	149

N° strati barre Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21,55	5
2	21,55	20

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione

N° strati cavi Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	20,36	56,5	841
2	10,18	145,5	841

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}	0	0	kN
M_{xEd}	0	-900	kNm
M_{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm]

xN
yN

Metodo di calcolo

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

Metodo n

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

σ_c -10,29 N/mm²
 σ_c 0,7905 N/mm²
 ϵ_s 0,03541 ‰

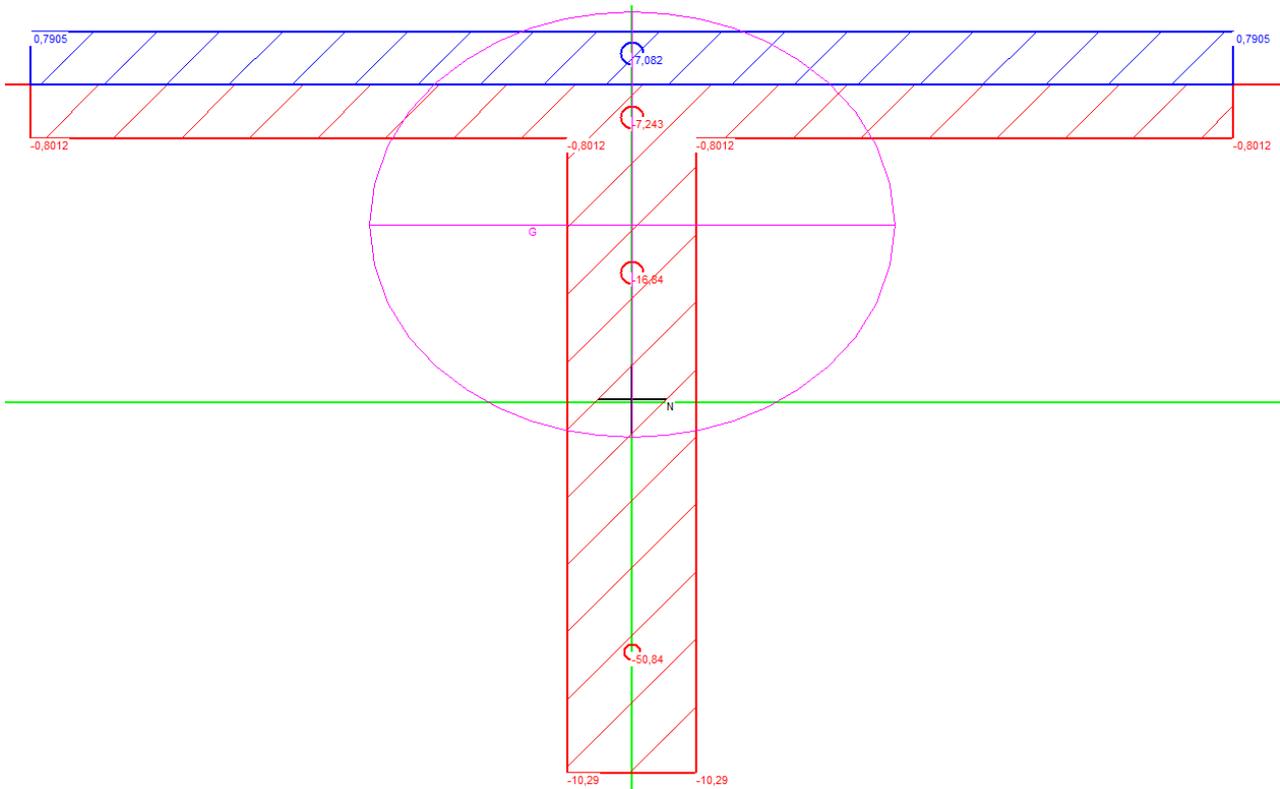
Verifica

Precompresso

Tipo cavo DYWIDAG

ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 868,7 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 4,344 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 841 N/mm²

σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} 4,121 ‰ compressa predef.



La massima tensione di compressione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_{c,compressione} = -10,29 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 19,92 \text{ MPa}$$

La tensione massima di compressione è compatibile con la classe di calcestruzzo adottata.

La massima tensione di trazione nel calcestruzzo è:

$$\sigma_{c,trazione} = 0,79 \text{ MPa} < f_{ctk} = 2,17 \text{ MPa}$$

La sezione non si fessura.

LA VERIFICA E' SODDISFATTA.

8 VERIFICA DELLA SOLETTA

8.1 Introduzione

Il presente capitolo riguarda la verifica a flessione allo SLU e la verifica SLE della soletta.
Le sollecitazioni sono reperibili al paragrafo 4.13 della presente relazione di calcolo.

8.2 Verifiche

8.2.1 Verifica a flessione SLU

Combinazione SLU Mmax

SEZIONE RETTANGOLARE	larghezza (cm)	100	
	altezza (cm)	25	
ARMATURA	inferiore	5φ14	c= 5 cm
	superiore	5φ14	c= 5 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} =$	+14,47 kNm	

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	4.35
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-0.004
Momento flettente:	61.650

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.035
---	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	deformazioni(%)
bordo superiore:	-18.81	-0.21	189.68	0.09
bordo inferiore:	Allungamento	1.30	391.30	1.00

Combinazione SLU Mmin

SEZIONE RETTANGOLARE	larghezza (cm)	100	
	altezza (cm)	25	
ARMATURA	inferiore	5φ14	c= 5 cm
	superiore	5φ14	c= 5 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} =$	-13,74 kNm	

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-18.8
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	391.3

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	4.55
Campo di rottura della sezione:	2

Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale:	-0.004
Momento flettente:	-61.650

Distanza asse neutro dal bordo compresso:	0.035
--	-------

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	deformazioni(%)
bordo superiore:	Allungamento	1.30	391.30	1.00
bordo inferiore:	-18.81	-0.21	189.68	0.09

8.2.2 Verifiche SLE – Combinazione quasi permanente

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione quasi permanente Mmax:

SEZIONE RETTANGOLARE	larghezza (cm)	100	
	altezza (cm)	25	
ARMATURA	inferiore	5φ14	c= 5 cm
	superiore	5φ14	c= 5 cm
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	1,56 kNm	

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Quasi permanente
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	14.8
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-0.14	-0.47
bordo inferiore:	0.14	0.53
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.123
Area totale acciaio superiore(cm ²):		7.70
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		7.70

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione quasi permanente Mmin:

SEZIONE RETTANGOLARE	larghezza (cm)	100	
	altezza (cm)	25	
ARMATURA	inferiore	5φ14	c= 5 cm
	superiore	5φ14	c= 5 cm
SOLLECITAZIONI	$M_{Ed} =$	-1,04 kNm	

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Quasi permanente
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	14.8
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	0.09	0.35
bordo inferiore:	-0.09	-0.31
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.123
Area totale acciaio superiore(cm ²):		7.70
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		7.70

VERIFICA SODDISFATTA

8.2.3 Verifiche SLE – Combinazione frequente

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione frequente Mmax:

SEZIONE RETTANGOLARE	larghezza (cm)	100	
	altezza (cm)	25	
ARMATURA	inferiore	5φ14	c= 5 cm
	superiore	5φ14	c= 5 cm
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	8,38 kNm	

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Frequente
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-0.73	-2.51
bordo inferiore:	0.76	2.86
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.123
Area totale acciaio superiore(cm ²):		7.70
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		7.70

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione frequente Mmin:

SEZIONE RETTANGOLARE	larghezza (cm)	100	
	altezza (cm)	25	
ARMATURA	inferiore	5φ14	c= 5 cm
	superiore	5φ14	c= 5 cm
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	-7,87 kNm	

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Frequente
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	0.71	2.69
bordo inferiore:	-0.69	-2.36
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.123
Area totale acciaio superiore(cm ²):		7.70
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		7.70

VERIFICA SODDISFATTA

8.2.4 Verifiche SLE – Combinazione rara

Si considerano condizioni ambientali aggressive e la presenza di armature poco sensibili.

Combinazione rara Mmax:

SEZIONE RETTANGOLARE	larghezza (cm)	100	
	altezza (cm)	25	
ARMATURA	inferiore	5φ14	c= 5 cm
	superiore	5φ14	c= 5 cm
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	10,66 kNm	

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	19.6
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6
Tensione massima ammissibile acciaio:	360.0

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-0.93	-3.20
bordo inferiore:	0.97	3.64
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.123
Area totale acciaio superiore(cm ²):		7.70
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		7.70

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione rara Mmin:

SEZIONE RETTANGOLARE	larghezza (cm)	100	
	altezza (cm)	25	
ARMATURA	inferiore	5φ14	c= 5 cm
	superiore	5φ14	c= 5 cm
SOLLECITAZIONI	M _{Ed} =	-10,14 kNm	

VERIFICA S.L.E.

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm ²
Normativa:	NTC-2008
Versione:	14 Gennaio 2008
Tipologia:	Altro
Rck:	40.0
fyk:	450.0
Condizione ambientale:	Aggressiva
Tipologia combinazione:	Rara
Tensione massima ammissibile calcestruzzo:	19.6
Tensione massima del calcestruzzo in trazione:	2.6
Tensione massima ammissibile acciaio:	360.0

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	0.92	3.46
bordo inferiore:	-0.89	-3.04
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		0.123
Area totale acciaio superiore(cm ²):		7.70
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		7.70

VERIFICA SODDISFATTA