

S.S. 398 "Via Val di Cornia"
Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12
e il Porto di Piombino
LOTTO 1 - Svincolo di Geodetica-Gagno

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI2**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Luca Nani
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A2445

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.:

Dott. Ing.
Antonio Scalamandrè

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

MARZO 2019

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Arch. N.Kamenicky
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. F.Durastanti
Dott.Geol. G.Cerquiglini
Geom. S.Scopetta
Dott.Ing. L.Sbrenna
Dott.Ing. E.Sellari
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Ing. L.Dinelli
Dott.Ing. L.Nani
Dott.Ing. F.Pambianco
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. G.Cordua
Dott. Ing. V.De Gori
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Geom. C.Vischini
Dott. Ing. V.Piunno
Dott. Ing. G.Pulli
Geom. C.Sugaroni



OPERE D'ARTE MAGGIORI
CAVALCAVIA SVINCOLO DI GEODETICA
Relazione tecnica e di calcolo impalcato

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T00-CV01-STR-RE02

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPFI12 E 1801

CODICE ELAB. **T00CV01STRRE02**

A

-

A

Emissione

E.Ricci

E.Bartolucci

N.Granieri

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
3	METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA	9
3.1	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	9
3.1.1	Stato limite di resistenza.....	9
3.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	9
3.2.1	Fessurazione.....	9
3.2.2	Tensioni di esercizio.....	12
4	MATERIALI	13
5	ANALISI DEI CARICHI.....	15
5.1	PESO PROPRIO DELL'IMPALCATO.....	15
5.2	SOVRACCARICO PERMANENTE.....	15
5.3	CEDIMENTI DIFFERENZIALI.....	16
5.4	VARIAZIONI TERMICHE.....	16
5.5	CARICHI MOBILI	17
5.6	URTO DEL VEICOLO IN SVIO	19
5.7	PRECOMPRESSIONE.....	20
5.8	EFFETTO DELLA VISCOSITÀ E DEL RITIRO.....	21
5.9	ALTRE AZIONI	21
6	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	22
7	CALCOLO DEGLI EFFETTI GLOBALI	25

7.1	DESCRIZIONE DELLE FASI COSTRUTTIVE DI CALCOLO	27
7.2	SOLLECITAZIONI E TENSIONI IN FASE COSTRUTTIVA (T=0 E T=∞) – VERIFICHE SLE-QP	28
7.3	SOLLECITAZIONI E TENSIONI IN ESERCIZIO – VERIFICHE SLE-K.....	42
7.4	VERIFICHE SLU PER FLESSIONE.....	43
7.5	VERIFICHE SLU PER TAGLIO-TORSIONE	60
8	CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI	64
8.1	ANALISI.....	64
8.2	SEZIONE S1.....	68
8.3	SEZIONE S2.....	70
8.4	SEZIONE S3.....	73
8.5	SEZIONE S4	76
8.6	SEZIONE S5.....	78

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Pianta fondazioni.....	4
Figura 2 – Pianta impalcato.....	4
Figura 3 – Sezione longitudinale in asse impalcato.....	4
Figura 4 – Prospetto longitudinale.....	5
Figura 5 – Sezione trasversale impalcato.....	5
Figura 6 – Fasi costruttive e adozione carro di varo.....	6
Figura 7 – Schema appoggi.....	7
Figura 8 – Descrizione del modello di carico 1 – da NTC2018.....	18
Figura 9 – Disposizione trasversale dei carichi mobili.....	18
Figura 10 – Schema di carico per azioni di urto del veicolo in svio.....	19
Figura 11 - Layout cavi.....	20
Figura 12 - Tabella cavi.....	21
Figura 13 – Modello agli elementi finiti per fasi costruttive.....	25
Figura 14 – Modello agli elementi finiti per azioni di esercizio.....	26
Figura 15 – Sezioni caratteristiche per verifica effetti locali.....	64
Figura 16 – Modello di calcolo effetti locali.....	64
Figura 17 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da peso proprio.....	65
Figura 18 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da permanenti portati.....	65
Figura 19 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da variazione termica differenziale.....	66
Figura 20 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da carichi mobili.....	66
Figura 21 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da urto di veicolo in svio.....	67

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo e le successive verifiche statiche dell'impalcato del Cavalcavia dello svincolo di Geodetica, rientrante nell'ambito del Lotto 1 della S.S. 398 "Via Val di Cornia", Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12 ed il porto di Piombino.

Per quanto riguarda il calcolo delle sottostrutture e il calcolo geotecnico dei pali si rimanda alle specifiche relazioni allegate al presente progetto.

Il viadotto presenta un impalcato continuo di luce $32.4+3 \times 46+32.4$ m, per un totale di 202.80m, intesa come distanza tra gli assi appoggi delle due spalle.

Le spalle sono di tipo a mensola con muri laterali, le pile con sezione piena e le fondazioni di tipo indiretto su pali di grande diametro Ø1200.

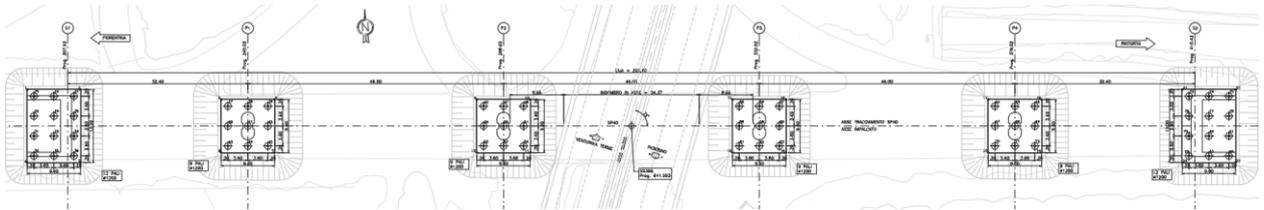


Figura 1 – Pianta fondazioni

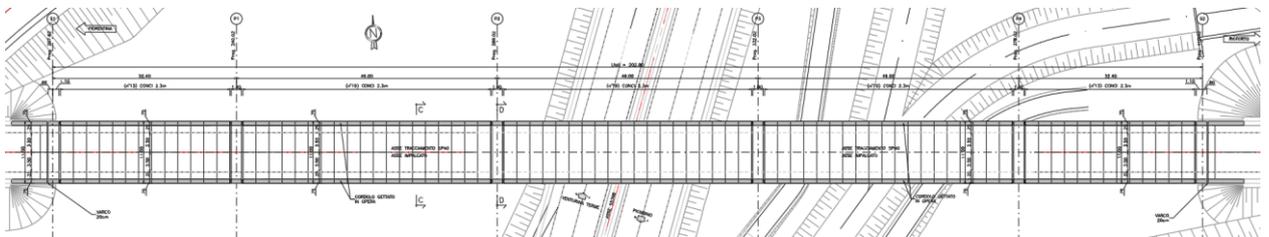


Figura 2 – Pianta impalcato

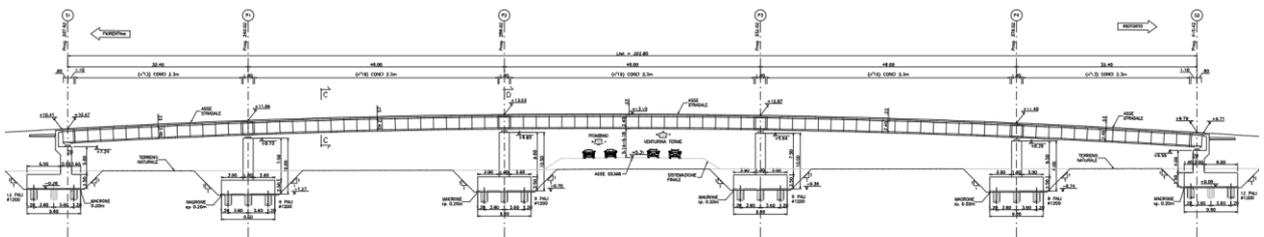


Figura 3 – Sezione longitudinale in asse impalcato

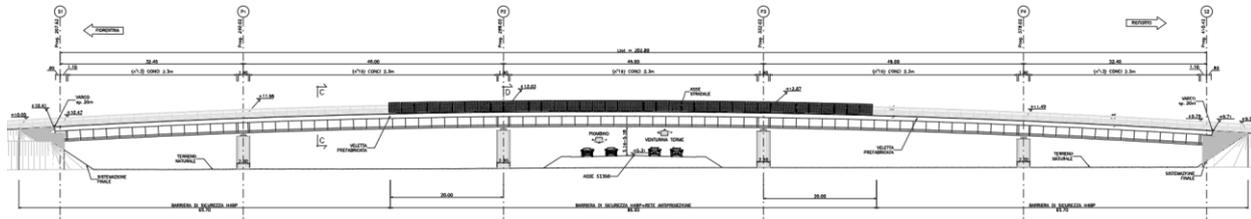


Figura 4 – Prospetto longitudinale

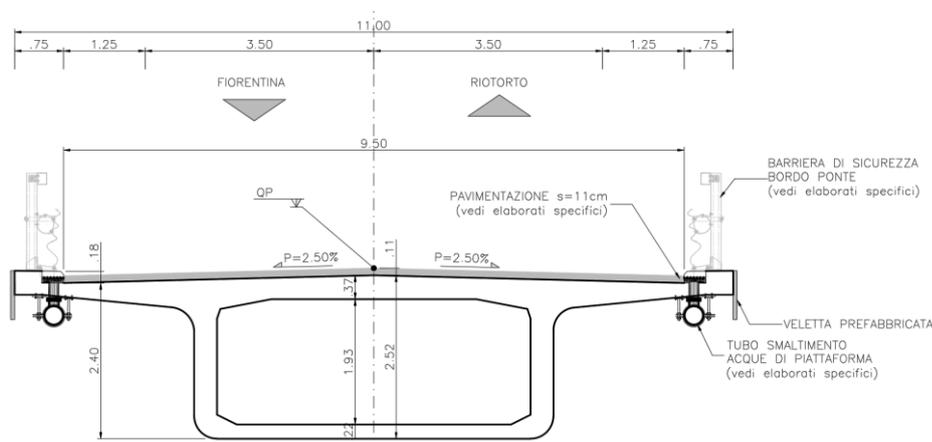


Figura 5 – Sezione trasversale impalcato

L'impalcato è realizzato con conci prefabbricati di larghezza pari a 11.00m, altezza minima 2.40m e lunghezza pari a 2.30m, 1.90m per i conci di estremità e 1.80m per i conci intermedi in corrispondenza degli appoggi. Completano l'impalcato 2 conci di sutura per ciascuna campata da realizzare in opera dello spessore di 0.25 m.

La metodologia di esecuzione consiste nel sistema span by span e prevede l'adozione di un carro di varo. La precompressione dei conci è di tipo esterna: la geometria di cavi, deviatori e ancoraggi è stata studiata al fine di consentire in modo agevole la sostituzione degli stessi durante la vita utile dell'opera. I cavi sono costituiti da trefoli da 0.6" in numero pari a 19, 22 o 27 trefoli.

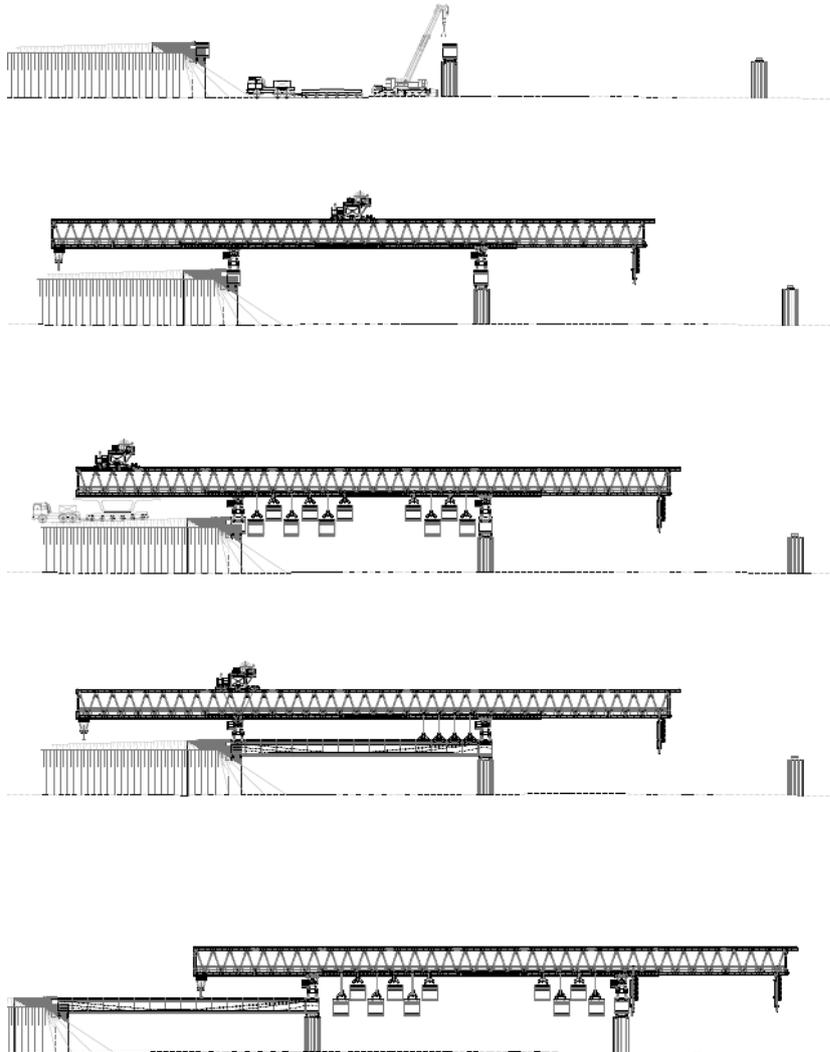


Figura 6 – Fasi costruttive e adozione carro di varo

Il sistema di vincolo tra impalcato e sottostrutture prevede l'adozione di isolatori sismici elastomerici ad alto smorzamento (smorzamento equivalente pari a $\xi=10\%$) per garantire il totale isolamento tra i due sottosistemi; si rimanda al capitolo sulla protezione sismica per ulteriori indicazioni.

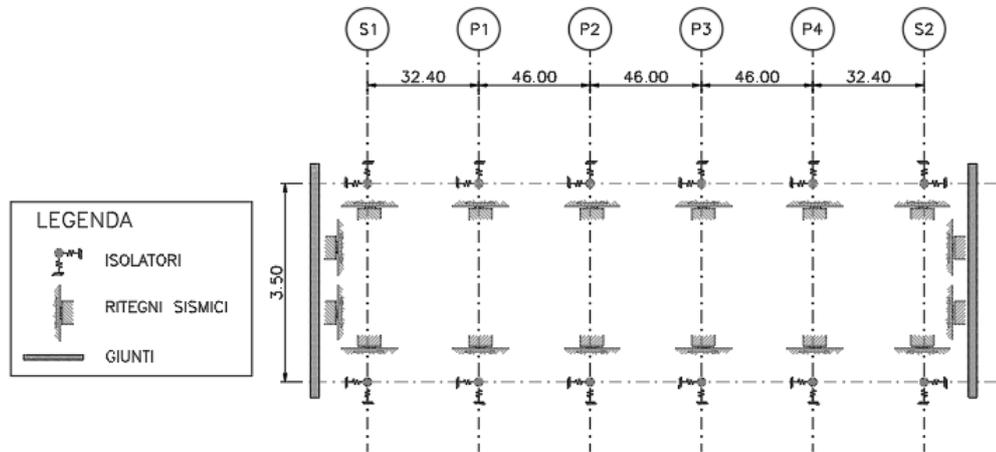


Figura 7 – Schema appoggi

La vita nominale di progetto V_N , intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, è assunta pari a 50 anni.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si assume per l'opera in progetto una classe d'uso IV.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto del manufatto è stato redatto nel rispetto delle vigenti Normative; si citano in particolare le seguenti:

- [N1] D.M. del 17 gennaio 2018: Norme tecniche per le costruzioni;
- [N2] Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- [N3] EC 1-1-5: Azioni sulle strutture; Azioni in generale – Azioni termiche
- [N4] EC 2-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Regole generali e regole per gli edifici;
- [N5] EC 2-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi;
- [N6] EC 8-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica; Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- [N7] EC 8-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica; Ponti.

3 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

I calcoli strutturali sono redatti in osservanza delle normative vigenti, con particolare riferimento al DECRETO MINISTERIALE del 17 gennaio 2018 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI", nel seguito brevemente NTC2018.

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto in campo elastico lineare, utilizzando la teoria della Scienza delle Costruzioni.

Le verifiche sono eseguite con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. Si effettuano le seguenti verifiche:

- Stato Limite Ultimo (SLU) - verifiche di resistenza;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche dello stato tensionale dei diversi elementi strutturali in combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche di fessurazione in combinazioni frequente e quasi permanente delle azioni;

Laddove non diversamente specificato, le unità di misura adottate per azioni e sollecitazioni sono i kN per le forze e i kN m per i momenti; l'unità di misura per le tensioni è il MPa (N/mm^2); inoltre si assumono positivi gli sforzi/tensioni normali di trazione e i momenti flettenti che tendono le fibre inferiori.

3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

3.1.1 Stato limite di resistenza

La sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi è verificata confrontando la capacità di progetto in termini di resistenza R_d , funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono, con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni.

Le verifiche di resistenza a pressoflessione sono svolte secondo quanto indicato al paragrafo 4.1.2.3.4 di [N1].

Le verifiche di resistenza a taglio seguono il paragrafo 4.1.2.3.5 di [N1].

3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

3.2.1 Fessurazione

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0,2$ mm
- $w_2 = 0,3$ mm
- $w_3 = 0,4$ mm

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

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

Nel caso in esame si considera l'opera in condizioni ambientali aggressive.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicate le prestazioni richieste per le diverse combinazioni delle azioni a seconda delle condizioni ambientali e della tipologia di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 , secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,70 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

Pertanto, per le armature delle sottostrutture delle opere oggetto di verifica, si assumono i seguenti limiti di apertura delle fessure:

SLE-QP $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

SLE-F $w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$.

Cautelativamente nelle verifiche a fessurazione dell'impalcato (effetti globali) si garantisce lo stato limite di decompressione in corrispondenza della combinazione frequente delle azioni.

3.2.2 Tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,max} &< 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \\ \sigma_{c,max} &< 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}\end{aligned}$$

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica delle azioni deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} < 0,8 f_{yk}$$

Per gli acciai da precompressione le tensioni iniziali devono rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_{spi} < 0,85 f_{p(0.1)k} \quad \sigma_{spi} < 0,75 f_{ptk}$$

Ammettendo una sovratensione non superiore a $0,05 f_{p(0.1)k}$.

4 MATERIALI

È previsto l'impiego dei materiali di seguito descritti. Per maggiori informazioni si rinvia all'elaborato specifico.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tipo	B450C
<i>Caratteristiche dell'acciaio</i>	
f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento	450 [MPa]
<i>Resistenze di calcolo</i>	
f_{yd} = resistenza di progetto	391 [MPa]
γ_s = coefficiente parziale sicurezza dell'acciaio	1.15
E_s = modulo elastico	210000 [MPa]

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO - TREFOLI

Trefoli stabilizzati da 0.6"	1670/1860
Classe 2 - Trefolo stabilizzato	
<i>Caratteristiche dell'acciaio</i>	
f_{ptk} = tensione caratteristica di rottura	1860 [MPa]
$f_{p(1)k}$ = tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	1670 [MPa]
<i>Resistenze di calcolo</i>	
f_{pyd} = resistenza di progetto	1452 [MPa]
γ_s = coefficiente parziale sicurezza dell'acciaio	1.15
E_s = modulo elastico	195000 [MPa]

Sistemi di precompressione a cavi post tesi secondo Linee Guida di benessere Tecnico Europeo ETAG 013

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO - BARRE TIPO DYWIDAG

<i>Caratteristiche dell'acciaio</i>	
f_{ptk} = tensione caratteristica di rottura	1030 [MPa]
$f_{p(1)k}$ = tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	835 [MPa]
<i>Resistenze di calcolo</i>	
f_{pyd} = resistenza di progetto	726 [MPa]
γ_s = coefficiente parziale sicurezza dell'acciaio	1.15
E_s = modulo elastico	200000 [MPa]

CALCESTRUZZO PER CONCI PREFABBRICATI

Classe di resistenza	C40/50
<i>Caratteristiche del calcestruzzo</i>	
R_{ck} = resistenza caratteristica cubica	50 [MPa]
f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica	42 [MPa]

f_{cm} =	resistenza cilindrica media	49.5	[MPa]
f_{ctm} =	resistenza media a trazione semplice	3.6	[MPa]
f'_{ctm} =	resistenza media a trazione per flessione	4.3	[MPa]
f_{ctk} =	resistenza caratteristica a trazione	2.5	[MPa]
f_{bk} =	resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	5.7	[MPa]
f^*_{bk} =	resistenza tangenziale caratteristica di aderenza in zona tesa	3.8	[MPa]
E_{cm} =	modulo elastico istantaneo	35547	[MPa]
α =	coefficiente di dilatazione termica	1.0E-05	[°C ⁻¹]
<i>Resistenze di calcolo</i>			
f_{cd} =	resistenza di calcolo a compressione	23.5	[MPa]
α_{cc} =	coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	0.85	
γ_c =	coefficiente parziale sicurezza del calcestruzzo	1.50	
f_{ctd} =	resistenza di calcolo a trazione	1.7	[MPa]
γ_c =	coefficiente parziale sicurezza del calcestruzzo	1.50	
f_{bd} =	resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	3.8	[MPa]
f^*_{bd} =	resistenza tangenziale di aderenza di calcolo in zona tesa	2.5	[MPa]
γ_c =	coefficiente parziale sicurezza del calcestruzzo	1.50	

5 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito una descrizione dei carichi considerati per il dimensionamento delle strutture in oggetto.

5.1 Peso proprio dell'impalcato

Concio di campata

$$q_{trave} = \gamma_{cls} \cdot Acc = 25 \cdot 6.20 = 155.0 \text{ kN/m}$$

γ_{cls} = peso del calcestruzzo per unità di volume

A = area della sezione corrente dell'impalcato

Concio in appoggio

$$q_{trave} = \gamma_{cls} \cdot Aca = 25 \cdot 14.37 = 360.0 \text{ kN/m}$$

γ_{cls} = peso del calcestruzzo per unità di volume

Aca = area della sezione di appoggio dell'impalcato

La sezione è progettata con la pendenza del 2.5% a doppia falda in estradosso soletta. Cautelativamente si considera tale inclinazione solo nell'analisi dei carichi, mentre si trascura nella valutazione delle proprietà inerziali.

Deviatori

$$P_{dev} = \gamma_{cls} \cdot V_{dev} = 25 \cdot 2.202 \cdot 0.80 = 44.0 \text{ kN/m}$$

γ_{cls} = peso del calcestruzzo per unità di volume

V_{dev} = volume del singolo deviatore (cautelativamente inclusivo del volume dei fori)

Nella mezzeria delle campate intermedie si hanno dei deviatori di lunghezza pari a 0.40m, cui corrisponde un peso pari alla metà di quello su valutato = $P_{dev}/2$.

5.2 Sovraccarico permanente

Il sovraccarico permanente è costituito dal peso del getto dei cordoli, dalla pavimentazione, dalle barriere di sicurezza, dai servizi e dalle velette.

	n	L/A	s	γ	γ	
	[]	[m/m ²]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m]	[kN/m]
Pavimentazione		9.5	0.11	24		25.08
Cordoli	2	0.75	0.18	25		6.75
Barriere	2				1.5	3
Rete antiproiezione	2				1	2
Servizi	2				0.5	1
Velette	2	0.75	0.06	25		2.25
Pesi Propri Non Strutturali					G₂	40.08

5.3 Cedimenti differenziali

Nella valutazione delle sollecitazioni, si applicano in corrispondenza dei vincoli i cedimenti differenziali che nascono per effetto dei carichi permanenti portati, dei carichi mobili e delle variazioni termiche differenziali.

Si assume che i cedimenti siano di tipo istantaneo e che eventuali cedimenti che nascono per effetto dei pesi propri strutturali possano essere recuperati tramite regolazioni durante il varo dell'impalcato.

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F3_min	F3_max	Npali	Nmax	Nmin	alpha	wmax	wmin
P1	G2+Q1+0.6Q7	Combination	Min F3	1256	5113	9	568	140	0.011538	6.56	1.61
P2	G2+Q1+0.6Q7	Combination	Min F3	1434	5351	9	595	159	0.010476	6.23	1.67
P3	G2+Q1+0.6Q7	Combination	Min F3	1434	5351	9	595	159	0.012943	7.69	2.06
P4	G2+Q1+0.6Q7	Combination	Min F3	1256	5113	9	568	140	0.013097	7.44	1.83
S1	G2+Q1+0.6Q7	Combination	Min F3	69	2505	9	278	8	0.013263	3.69	0.10
S2	G2+Q1+0.6Q7	Combination	Min F3	69	2505	9	278	8	0.015385	4.28	0.12

forze in kN, spostamenti in mm

I cedimenti vengono applicati secondo una configurazione che ne massimizzi gli effetti. Si assume una estrapolazione lineare per valutarne l'entità in combinazione ultima delle azioni.

5.4 Variazioni termiche

Si assume una differenza di temperatura pari a $10 \times 0.7 = 7^\circ\text{C}$ nel caso di estradosso più caldo dell'intradosso e 5°C nel caso di intradosso più caldo dell'estradosso, come da indicazioni dell'Eurocodice 1-1-5 [N3].

Tipo di impalcato	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Tipo 1: Impalcato di acciaio	18	13
Tipo 2: Impalcato a struttura composta	15	18
Tipo 3: Impalcato di calcestruzzo: - trave scatolare di calcestruzzo	10	5
- trave di calcestruzzo	15	8
- piastra di calcestruzzo	15	8

Ponti stradali, pedonali e ferroviari						
Spessore della superficie	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
Non rivestito	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Impermeabilizzato ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Massicciata (ballast) (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

Per il dimensionamento dei giunti, oltre agli spostamenti originati dal sisma e agli spostamenti dovuti ai fenomeni lenti, si considera una variazione termica uniforme di $\pm 20^{\circ}\text{C}$ su tutte le strutture.

5.5 Carichi mobili

L'analisi dei carichi mobili viene effettuata in accordo alle indicazioni del decreto ministeriale del 14 gennaio 2018 [N1].

La sede stradale è composta da una piattaforma bitumata da 9.50m e da due cordoli non carrabili di 0.75m di larghezza ciascuno, per un totale di 11.00 m. La larghezza delle corsie convenzionali è pari a 3.00m, per un totale di tre corsie e una zona rimanente di larghezza pari a $9.50 - 3 \times 3.00 = 0.50\text{m}$, disposte in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Le azioni variabili da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dallo schema di carico 1, descritto nel seguito:

- corsia n.1 costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse delle ruote in senso trasversale di 2.00 m e un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m²;
- corsia n.2, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN (automezzo convenzionale Q_{2k}) e 2.5 kN/m² (carico ripartito q_{2k});
- corsia n.3, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN (automezzo convenzionale Q_{3k}) e 2.5 kN/m² (carico ripartito q_{3k});
- zona rimanente, occupata da una colonna di carico $q_{rk} = 2.5$ kN/m² nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

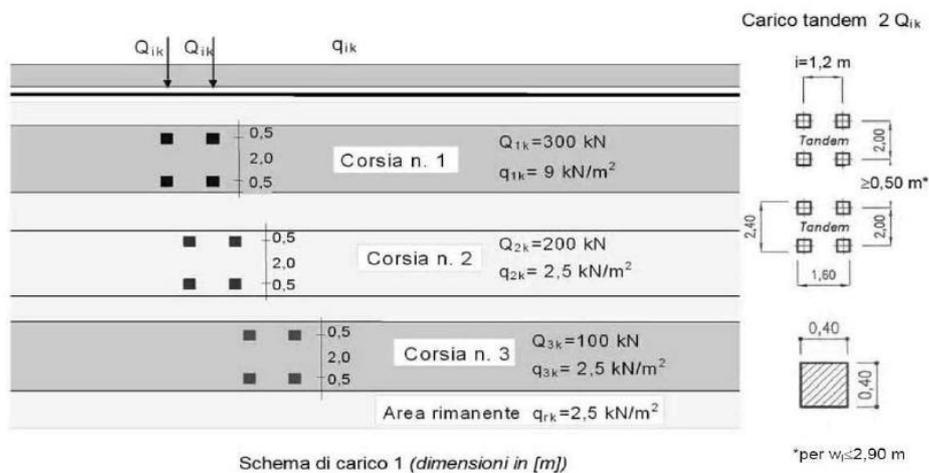


Figura 8 – Descrizione del modello di carico 1 – da NTC2018

Sono stati considerati i carichi mobili previsti dalla vigente normativa per ponti di prima categoria, disposti nella configurazione che massimizza le sollecitazioni sull'impalcato.

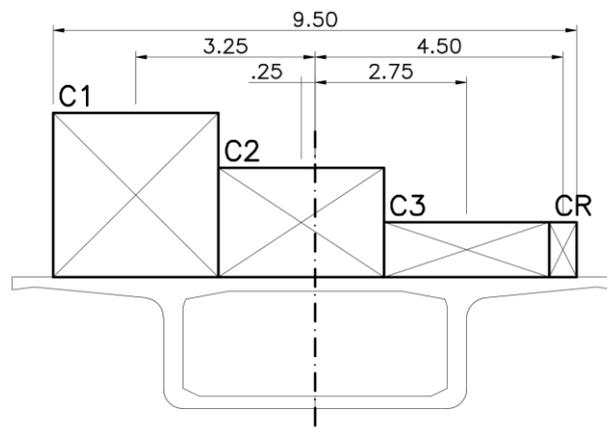


Figura 9 – Disposizione trasversale dei carichi mobili

5.6 Urto del veicolo in svio

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN, in accordo al paragrafo 3.6.3.3.2 di [N1]. Essa è considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 1.0m sopra il livello del piano di marcia. Cautelativamente si adotta la distribuzione riportata nella seguente figura, dove le forze sono applicate su linee di lunghezza pari a 0.5m.

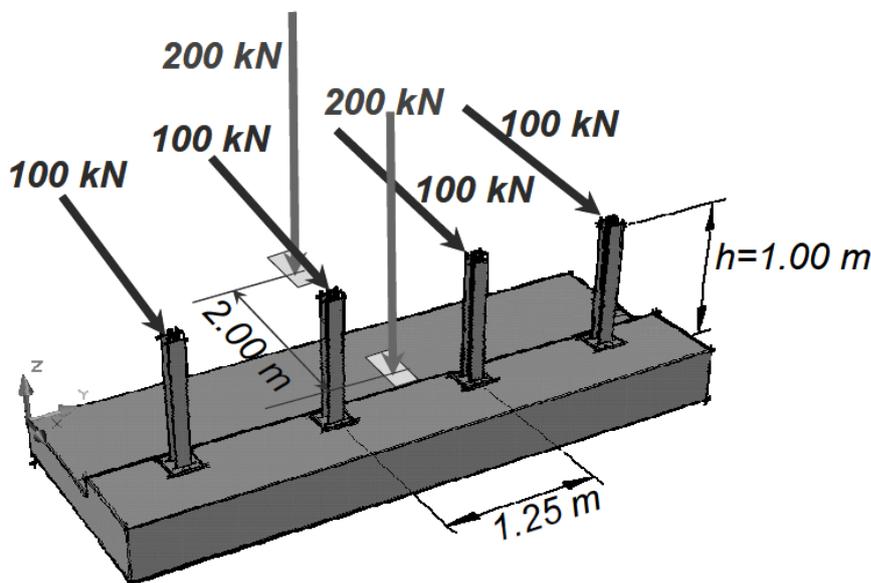


Figura 10 – Schema di carico per azioni di urto del veicolo in svio

Questa condizione di carico eccezionale non risulta significativa per il dimensionamento e la verifica dell'impalcato.

5.7 Precompressione

Come successivamente descritto nel paragrafo del "Calcolo degli Effetti Globali", le forze di precompressione sono state applicate mediante l'ausilio degli elementi tipo "tendon".

I dati di calcolo dell'azione di precompressione sono i seguenti:

Precompressione post-tesa con cavi esterni da 19, 22 o 27 trefoli 0.6" in acciaio armonico $f_{ptk}/f_{p01k}=1860/1670$ con:

- $A_t = 140 \text{ mm}^2/\text{trefolo}$;
- Tensione di tesatura al martinetto 1400 MPa;
- $\mu = 0.24$, coefficiente di attrito tra armatura e guaina;
- $w = 5 \text{ mm}$, rientro dei cunei valutato in accordo con il Benestare Tecnico Europeo;
- Rilassamento di classe 2 secondo CEB-FIB (basso rilassamento);
- $E=195000 \text{ MPa}$,

Le perdite di tensioni dovute a deviazioni non intenzionali si ritengono trascurabili.

Seguo uno schema e una tabella riepilogativa dei diversi cavi adottati per l'impalcato.

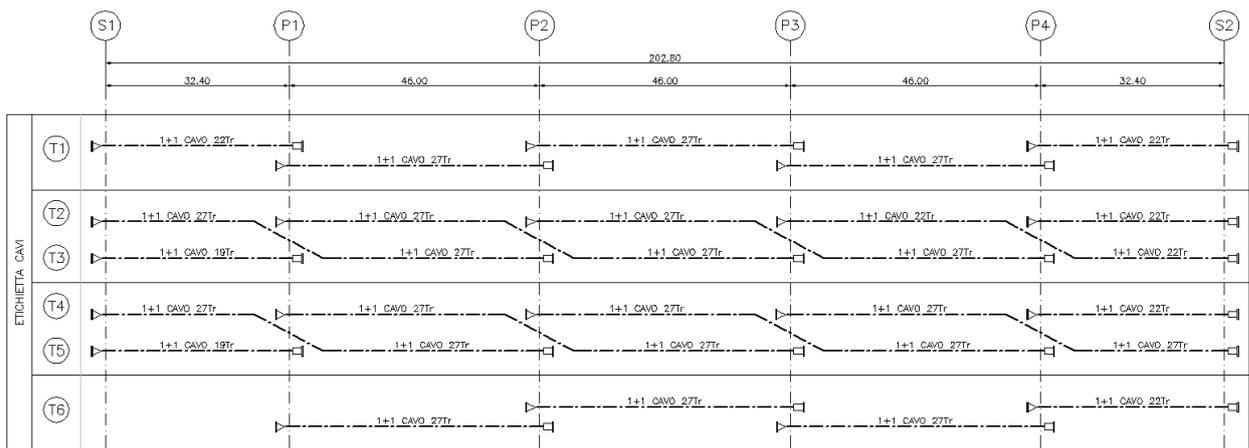


Figura 11 - Layout cavi

ETICHETTA CAVO	Trefoli [N°]	Lunghezza [m]	PAR. UG.
T1	22	35	4
	27	50	6
T2	22	35	2
T3	19	35	2
T2/T3	22	82	2
	27	95	6
T4	22	35	2
T5	19	35	2
T4/T5	27	95	8
T6	22	35	2
	27	50	6

Figura 12 - Tabella cavi

5.8 Effetto della viscosità e del ritiro

Il calcolo degli effetti di ritiro e viscosità del calcestruzzo sono stati automaticamente calcolati dal programma in base ai seguenti parametri di calcolo:

- UR = 75%, umidità relativa
- $h_0 = 0.348$ m, dimensione fittizia dell'elemento
- $\beta_{sc} = 5$, coefficiente di ritiro
- $t_s = 7$ gg, età calcestruzzo inizio ritiro

5.9 Altre azioni

Per il dimensionamento dell'impalcato trascurabili e quindi non saranno portati in conto, gli effetti delle azioni di Vento, Frenatura, Attrito ai vincoli, Centrifuga e azioni Sismiche, per le quali si rimanda alla relazione di calcolo delle sottostrutture.

6 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Nelle seguenti tabelle si riportano i fattori moltiplicativi dei valori caratteristici delle azioni nelle varie combinazioni allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo. Tali fattori sono dati dal prodotto del coefficiente parziale di sicurezza γ per il coefficiente di combinazione ψ .

Azioni permanenti

- g1 = peso proprio delle strutture
g2 = carichi permanenti portati

Azioni variabili

- q1 = carichi mobili
q3 = azione longitudinale di frenamento o di accelerazione
q4 = azione centrifuga
q5 = azione del vento
q6 = azione sismica
q7 = resistenze parassite dei vincoli
q8 = urto di veicoli in svio

Distorsioni

- ϵ 1 = precompressione
 ϵ 2 = effetti reologici (ritiro, viscosità e rilassamento)
 ϵ 3 = variazioni termiche
 ϵ 4 = cedimenti vincolari

STATO LIMITE ESERCIZIO

COMBINAZIONE CARATTERISTICA

	g1	g2	q1		q3	q4	q5	q6	q7	q8	ϵ 1	ϵ 2	ϵ 3	ϵ 4	
			TS	UDL	Folla										
K1	1	1	1	1	0.5	0	0	0.6	0	1	0	1	1	0.6	1
K2	1	1	0.75	0.4	0.5	0	0	1	0	1	0	1	1	0.6	1
K3	1	1	0.75	0.4	0.5	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
K4	1	1	0.75	0.4	0.5	1	0	0.6	0	1	0	1	1	0.6	1

K5	1	1	0.75	0.4	0.5	0	1	0.6	0	1	0	1	1	0.6	1
----	---	---	------	-----	-----	---	---	-----	---	---	---	---	---	-----	---

COMBINAZIONE FREQUENTE

	g1	g2	TS	q1 UDL	Folla	q3	q4	q5	q6	q7	q8	ε1	ε2	ε3	ε4
F1	1	1	0.75	0.4	0.5	0	0	0	0	1	0	1	1	0.5	1
F2	1	1	0	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	1	0.5	1
F3	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0.6	1

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

	g1	g2	TS	q1 UDL	Folla	q3	q4	q5	q6	q7	q8	ε1	ε2	ε3	ε4
QP1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	0.5	1

STATO LIMITE ULTIMO

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

	g1	g2	TS	q1 UDL	Folla	q3	q4	q5	q6	q7	q8	ε1	ε2	ε3	ε4
U1	1.35	1.35	1.35	1.35	0.68	0	0	0.9	0	1.5	0	1	1.2	0.7	1.2
U2	1.35	1.35	1.01	0.54	0.68	0	0	1.5	0	1.5	0	1	1.2	0.7	1.2
U3	1.35	1.35	1.01	0.54	0.68	0	0	0	0	0	0	1	1.2	1.2	1.2
U4	1.35	1.35	1.01	0.54	0.68	1.35	0	0.9	0	1.5	0	1	1.2	0.7	1.2
U5	1.35	1.35	1.01	0.54	0.68	0	1.35	0.9	0	1.5	0	1	1.2	0.7	1.2

COMBINAZIONE SISMICA

	g1	g2	TS	q1 UDL	Folla	q3	q4	q5	q6	q7	q8	ε1	ε2	ε3	ε4
--	----	----	----	-----------	-------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

S1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1	1	0.5	1
----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	-----	---

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

	g1	g2	q1		q3	q4	q5	q6	q7	q8	ε1	ε2	ε3	ε4	
			TS	UDL	Folla										
E1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0.5	1

Si osserva che, ai fini del dimensionamento delle strutture principali dell'impalcato, risultano maggiormente significative le combinazioni in cui si assumono i carichi mobili come azioni variabili dominanti.

L'urto da traffico veicolare è stato considerato in combinazione eccezionale delle azioni; alla forza orizzontale d'urto su sicurvia è stato associato il carico mobile, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

7 CALCOLO DEGLI EFFETTI GLOBALI

L'analisi delle sollecitazioni globali della struttura durante la fase costruttiva nonché il calcolo degli effetti viscosi nel tempo per effetto dei carichi permanenti sono stati eseguiti mediante il programma di calcolo agli elementi finiti SAP 2000 NL della CSI versione 20.

Le sollecitazioni in fase costruttiva per conci sono state calcolate mediante il modulo "Incremental Construction Sequence Modeling and Loading"; il programma di calcolo consente di simulare l'effettiva fase di esecuzione della struttura, di modellare la precompressione esterna e le relative perdite mediante gli elementi "Tendon" e di calcolare i fenomeni di evoluzione viscosa, di ritiro del calcestruzzo e di rilassamento dell'acciaio armonico.

Il modello di calcolo, nel suo complesso, contiene i seguenti elementi:

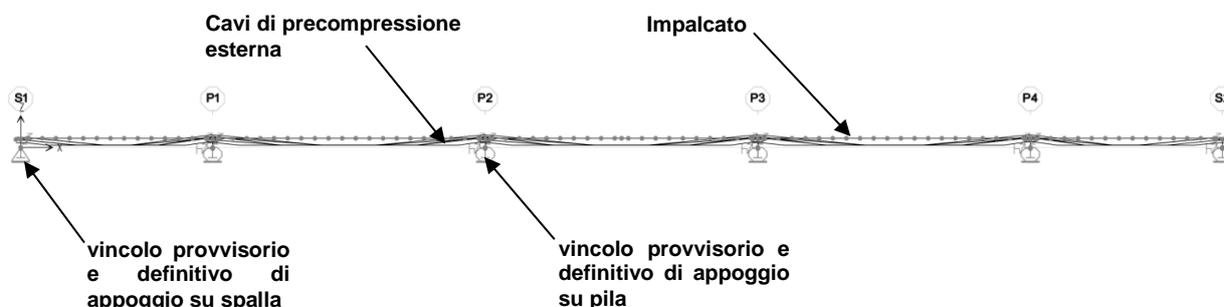


Figura 13 – Modello agli elementi finiti per fasi costruttive

Il modello comprende complessivamente:

- 118 elementi frame per la modellazione dell'impalcato, degli appoggi provvisori e definitivi;
- 17 elementi tendon;
- 10 elementi di vincolo interno;
- 129 nodi.

Le caratteristiche inerziali degli elementi frame adottati nel modello sono le seguenti:

TABLE: Frame Section Properties											
SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area	TorsConst	I33	I22	I23	AS2	AS3
			m	m	m2	m4	m4	m4	m4	m2	m2
CA	C40/50	SD Section			13.78	17.12	7.49	57.20	0.00	10.65	11.63
CC	C40/50	SD Section			5.61	9.78	4.60	40.35	0.00	1.83	3.85
R	R	Rectangular	1	1	1.00	0.14	0.08	0.08	0.00	0.83	0.83

Le sezioni tipo R rappresentano i bracci rigidi di collegamento tra l'asse baricentrico impalcato e la quota d'appoggio.

Le caratteristiche dei materiali adottate sono le seguenti:

TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties						
Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2		1/C
C40/50	25	2.5493	35000000	14583333.33	0.2	0.00001
R	0	0	1E+12	3.846E+11	0.3	0.00001
Acc_Tref	76.973	7.849	195000000			0.00012

Le caratteristiche dei materiali dipendenti dal tempo (ritiro, viscosità e rilassamento) sono state precedentemente definite, Par. 5.8.

Il modello di calcolo, per il calcolo delle sollecitazioni in esercizio, è analogo a quello descritto precedentemente per l'analisi delle fasi costruttive nella condizione statica a trave continua di fine costruzione.



Figura 14 – Modello agli elementi finiti per azioni di esercizio

Il modulo di calcolo "Moving loads" del programma di calcolo Sap2000 NL utilizzato provvede automaticamente a scegliere lo schema di carico e a posizionare i carichi lungo il viadotto in modo da rendere massima o minima ciascuna delle 6 caratteristiche di sollecitazione (N, Tv, Th, Mt, Mh, Mv) e fornendo per ciascun massimo o minimo i valori congruenti delle 5 restanti.

7.1 Descrizione delle fasi costruttive di calcolo

La denominazione degli steps di calcolo e la temporizzazione della fasistica di esecuzione ipotizzata è la seguente:

TABLE: Nonlinear Stages Definitions				
Case	Stage	Duration	Output	Comment
C1_ST_1	1	3	Yes	Varo conci di testa campata1
C1_ST_2noP	1	3	Yes	Sospensione conci campata 1
C1_ST_2	1	0	Yes	Esecuzione precompressione campata 1
C2_ST_1	1	3	Yes	Varo conci di testa campata2
C2_ST_2noP	1	3	Yes	Sospensione conci campata 2
C2_ST_2	1	0	Yes	Esecuzione precompressione campata 2
C3_ST_1	1	3	Yes	Varo conci di testa campata3
C3_ST_2noP	1	3	Yes	Sospensione conci campata 3
C3_ST_2	1	0	Yes	Esecuzione precompressione campata 3
C4_ST_1	1	3	Yes	Varo conci di testa campata4
C4_ST_2noP	1	3	Yes	Sospensione conci campata 4
C4_ST_2	1	0	Yes	Esecuzione precompressione campata 4
C5_ST_1	1	3	Yes	Varo conci di testa campata5
C5_ST_2noP	1	3	Yes	Sospensione conci campata 5
C5_ST_2	1	0	Yes	Esecuzione precompressione campata 5
VI_ST_1	1	30	Yes	Esecuzione finiture
VI_ST_2	1	18000	Yes	Effetti reologici a 50 anni

7.2 Sollecitazioni e tensioni in fase costruttiva ($t=0$ e $t=\infty$) – verifiche SLE-QP

Nel presente paragrafo si riportano le sollecitazioni e tensioni relative alla fase costruttiva ovvero, in base alla fasistica precedentemente definita, le macrofasi che vanno dalla C1_ST_1 alla C5_ST_2; si riportano inoltre le sollecitazioni e le tensioni per la condizione di carico permanente ad inizio esercizio (fase VI_ST_1) e a tempo infinito (fase VI_ST_2).

Per ciascuna fase indicata si riportano i diagrammi di sollecitazione (N, M, T) e le tensioni normali (σ_{sup} , σ_{inf}).

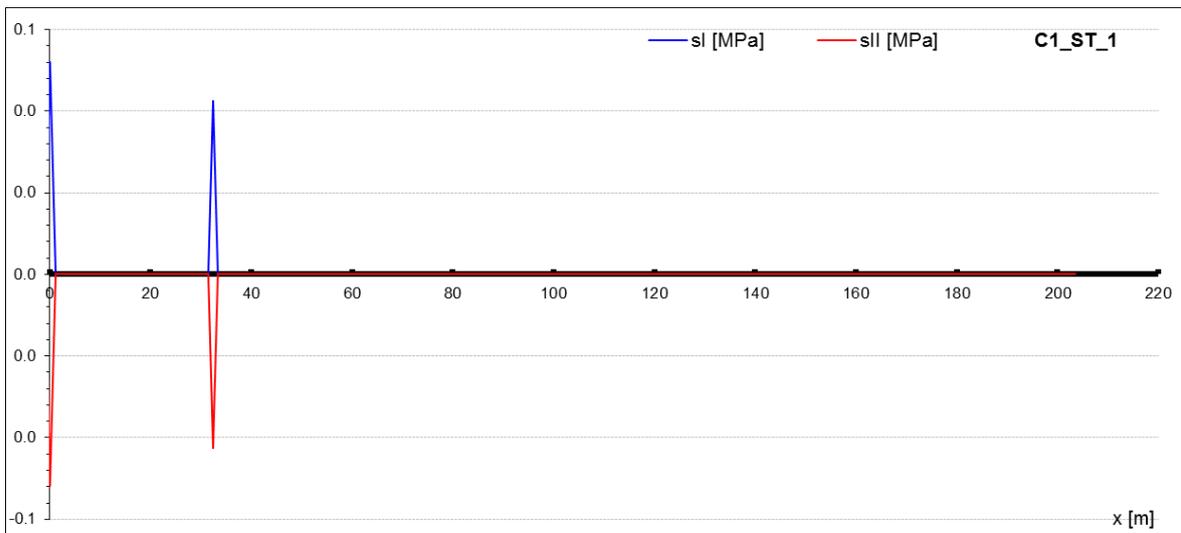
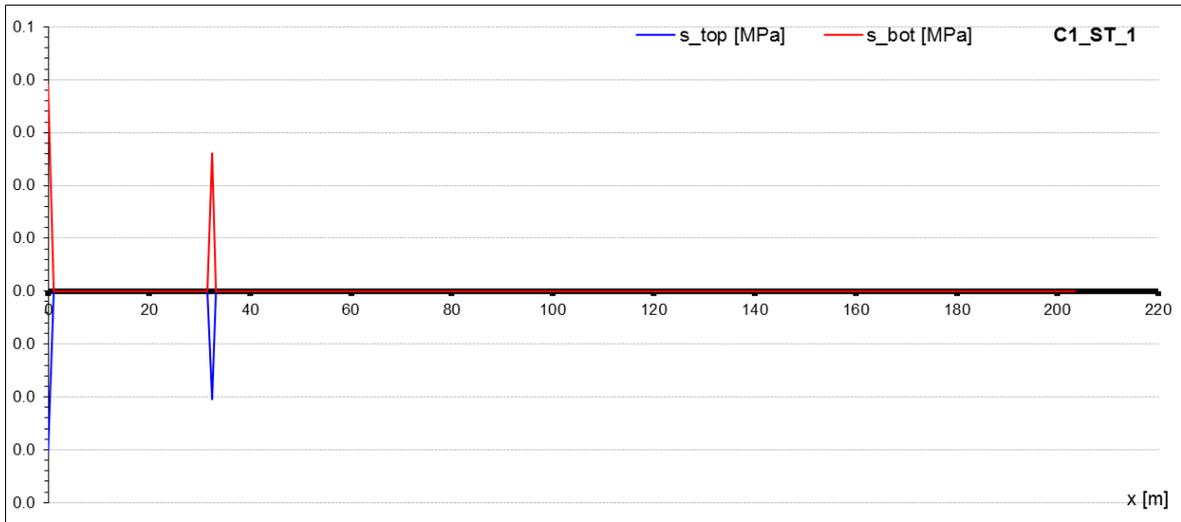
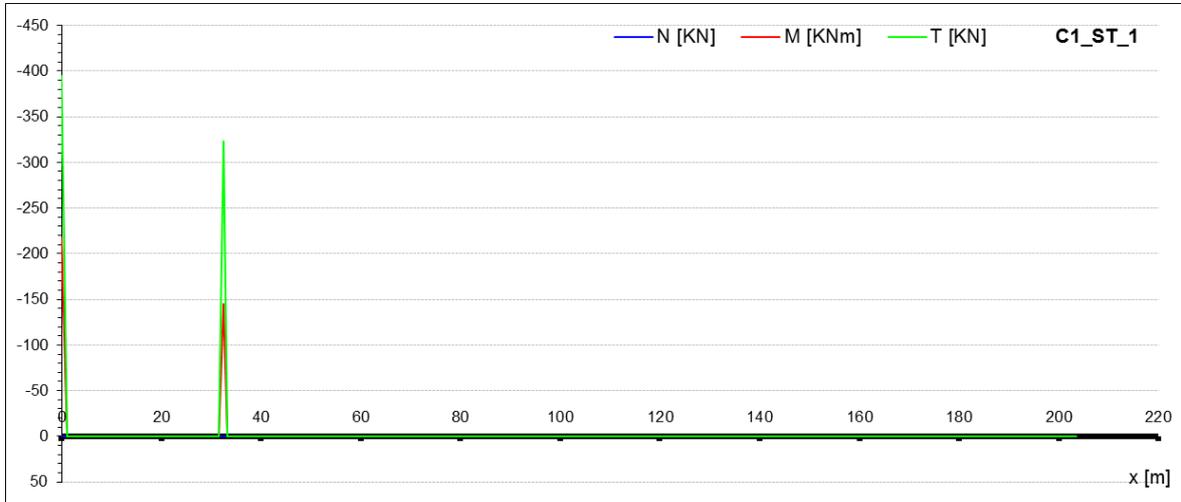
La convenzione adottata per i segni delle sollecitazioni e tensioni prevede che siano:

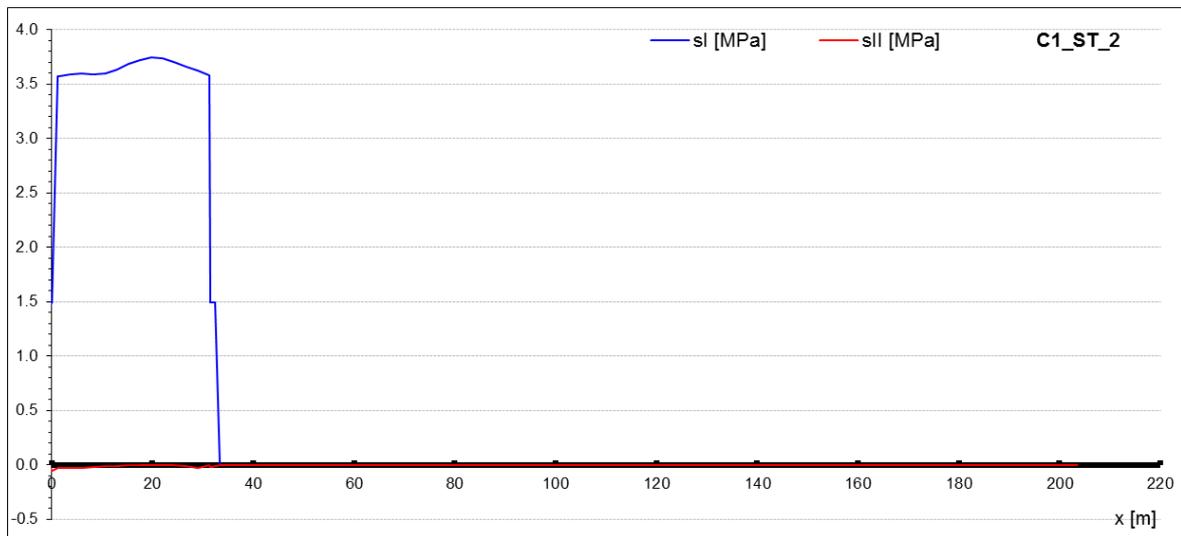
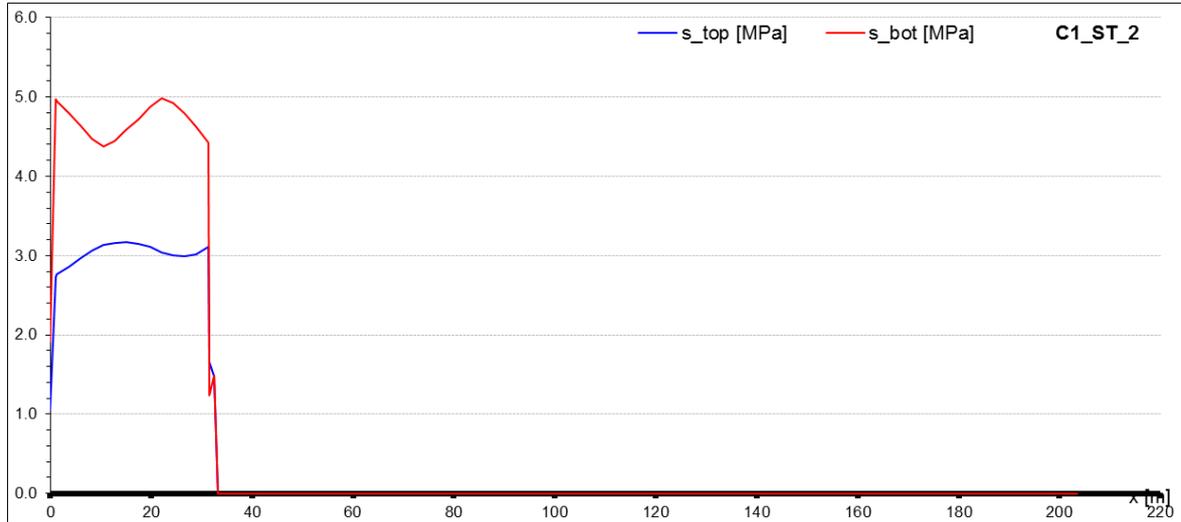
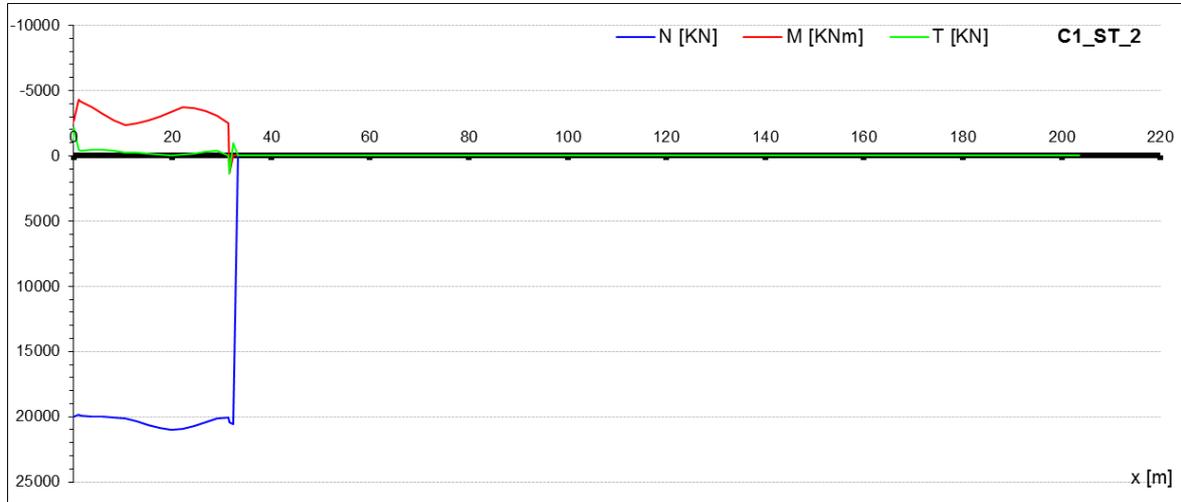
- positivi gli sforzi normali di compressione N [KN];
- positivi i momenti flettenti che tendono le fibre inferiori M [KNm];
- positive le tensioni normali di compressione σ [MPa];

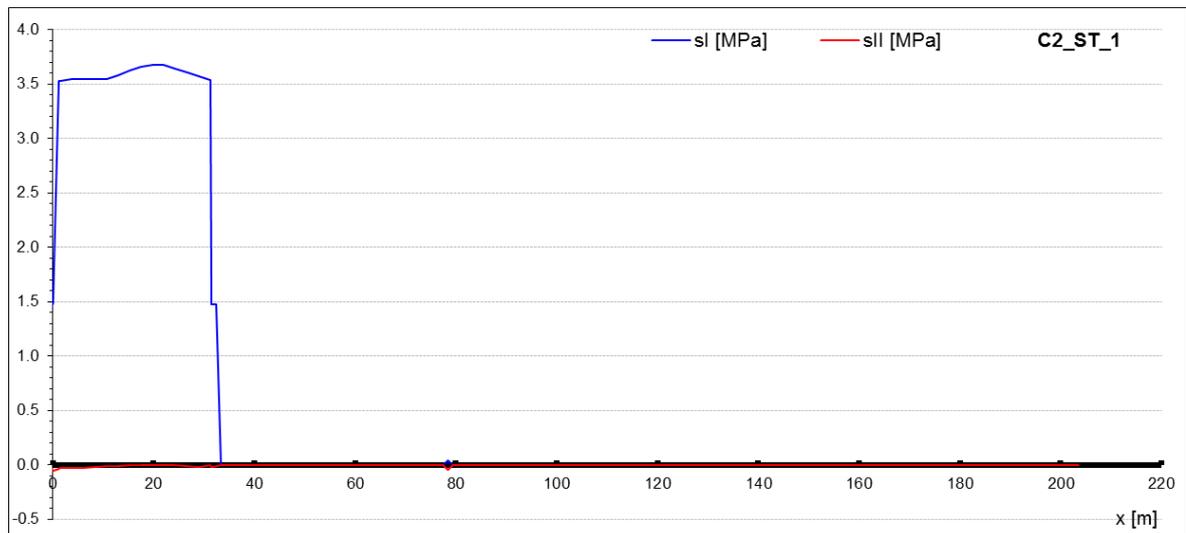
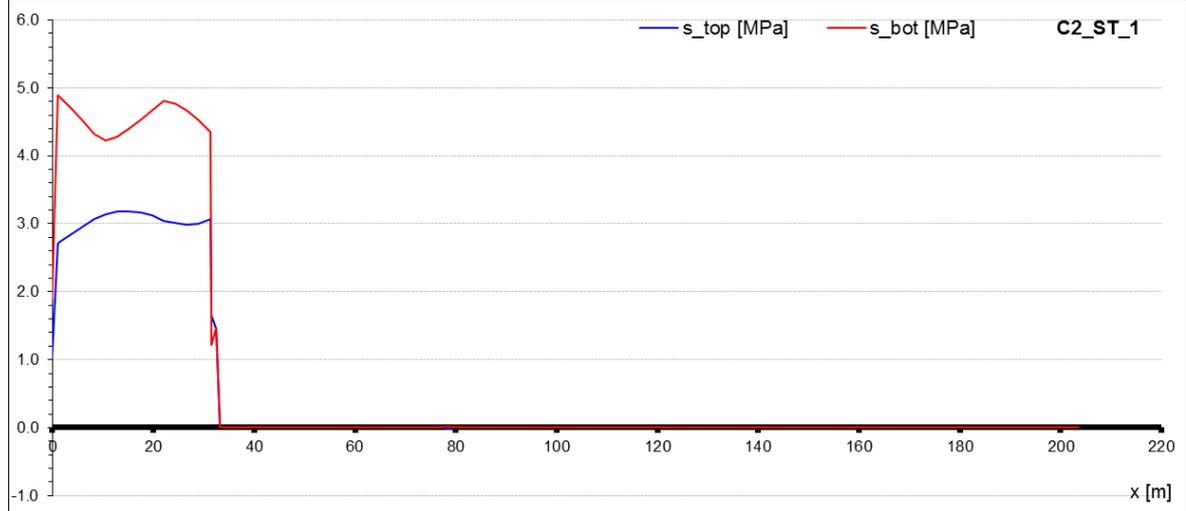
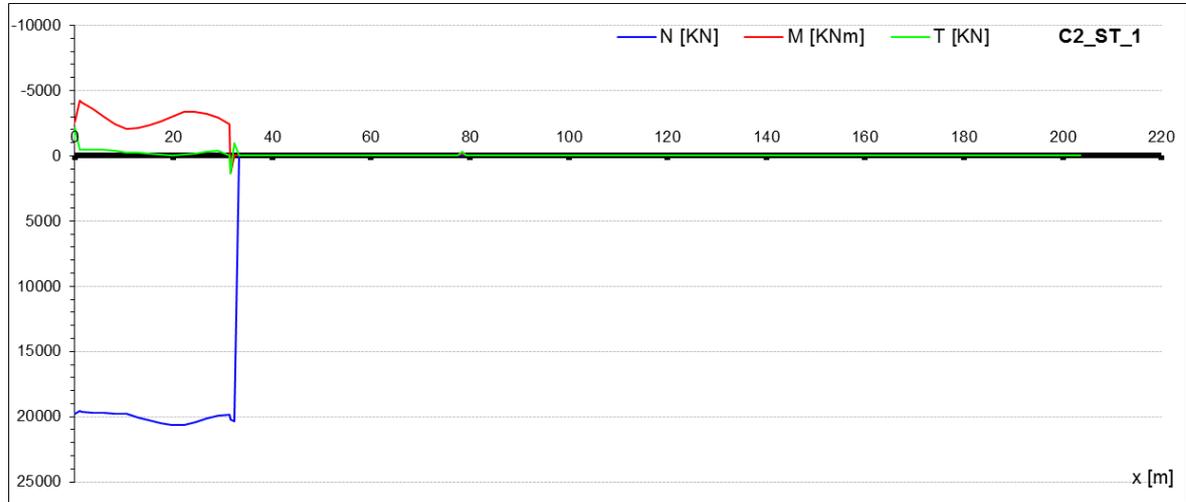
Le corrispondenze tra il nome delle caratteristiche di sollecitazione adottate dal programma EF e quelle adottate nei successivi diagrammi sono:

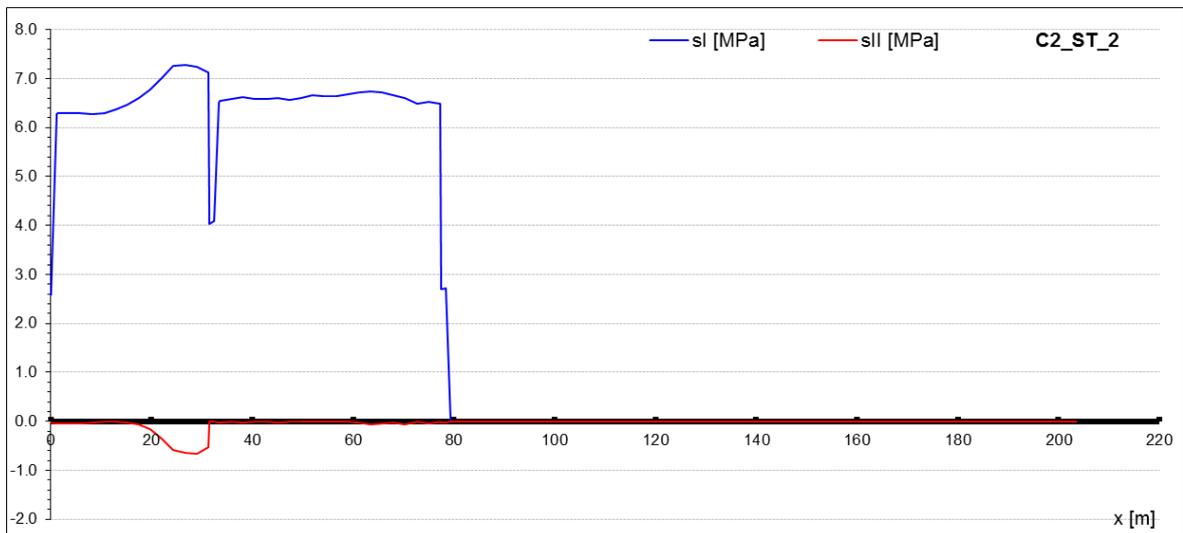
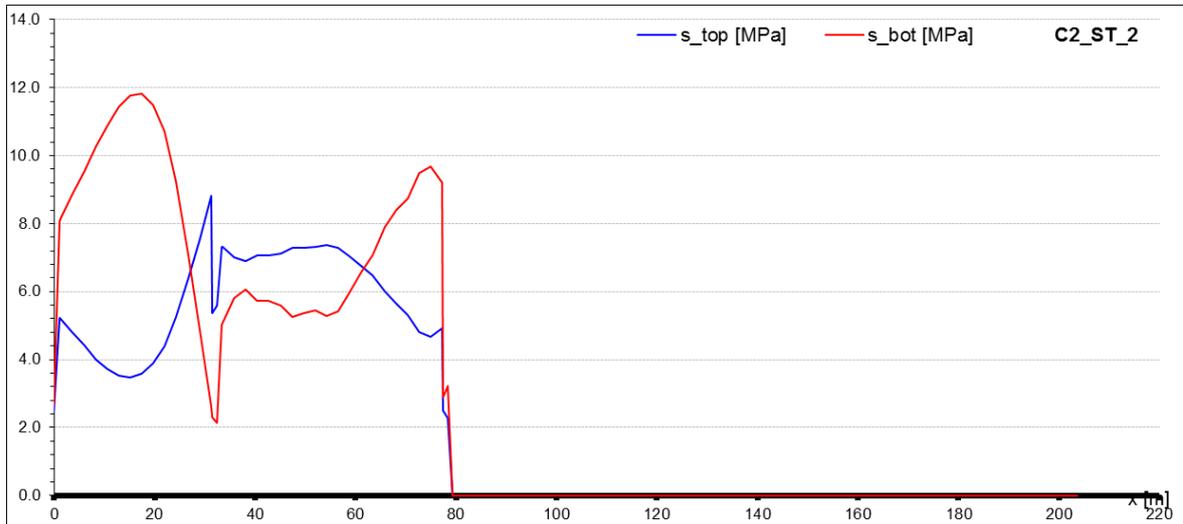
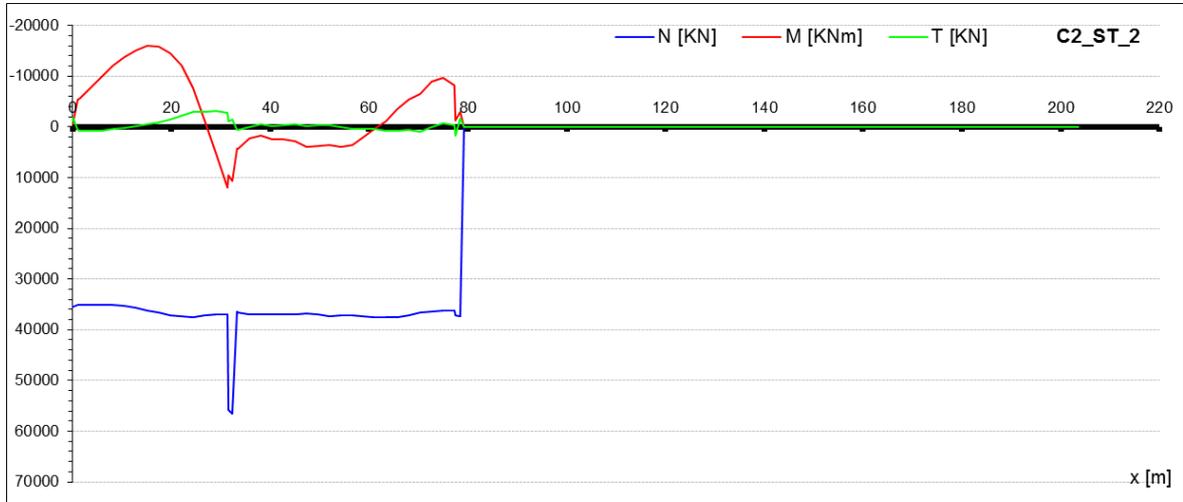
- T = V22 = taglio nel piano verticale
- M = M33 = momento flettente nel piano verticale
- N = P = sforzo normale

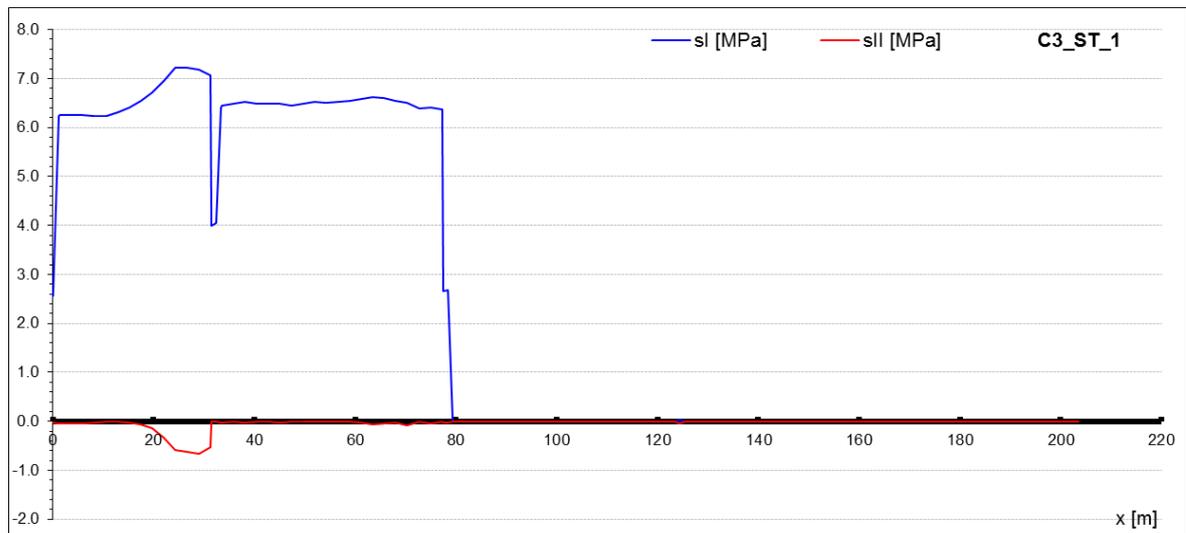
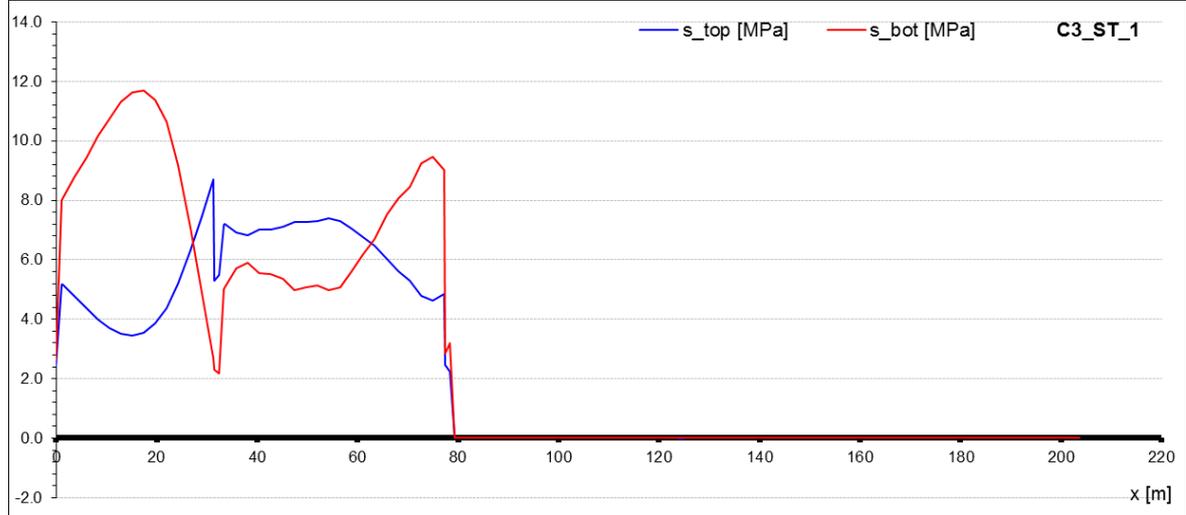
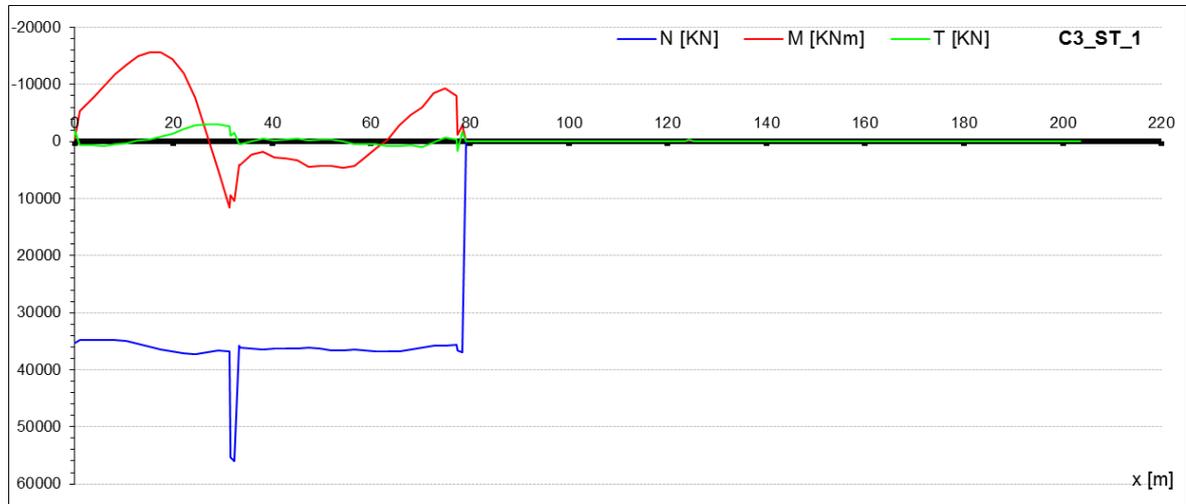
I diagrammi si riferiscono all'intero impalcato; le ascisse hanno origine in asse al primo appoggio e crescono positivamente in direzione della spalla 2.

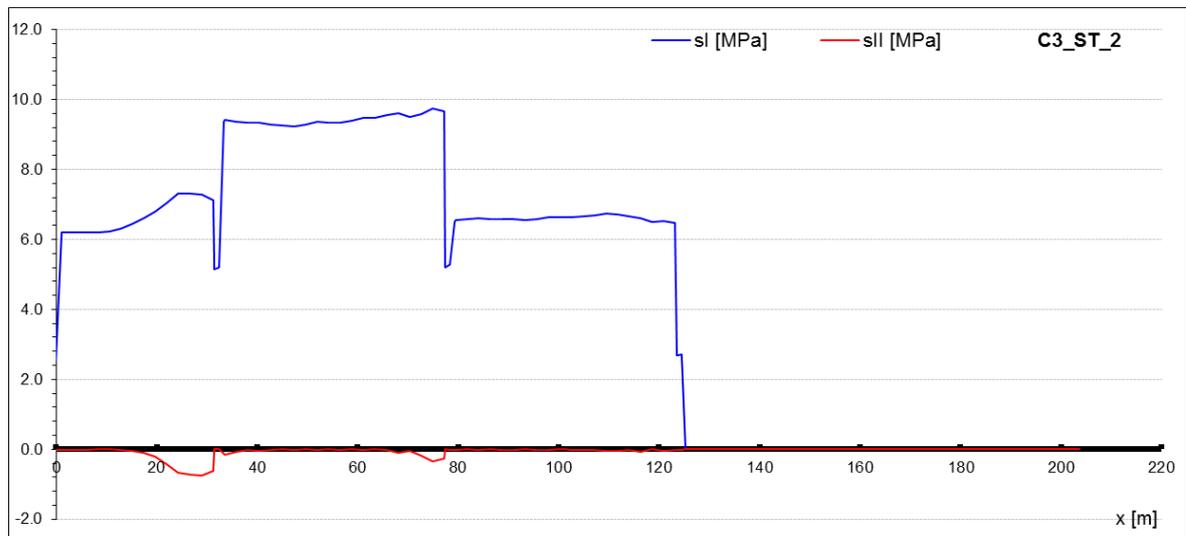
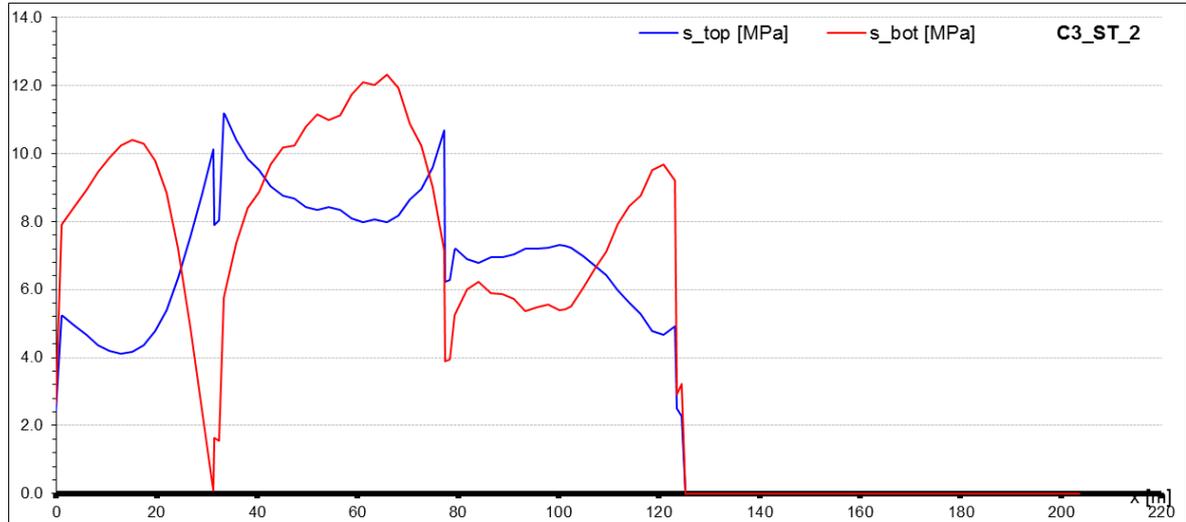
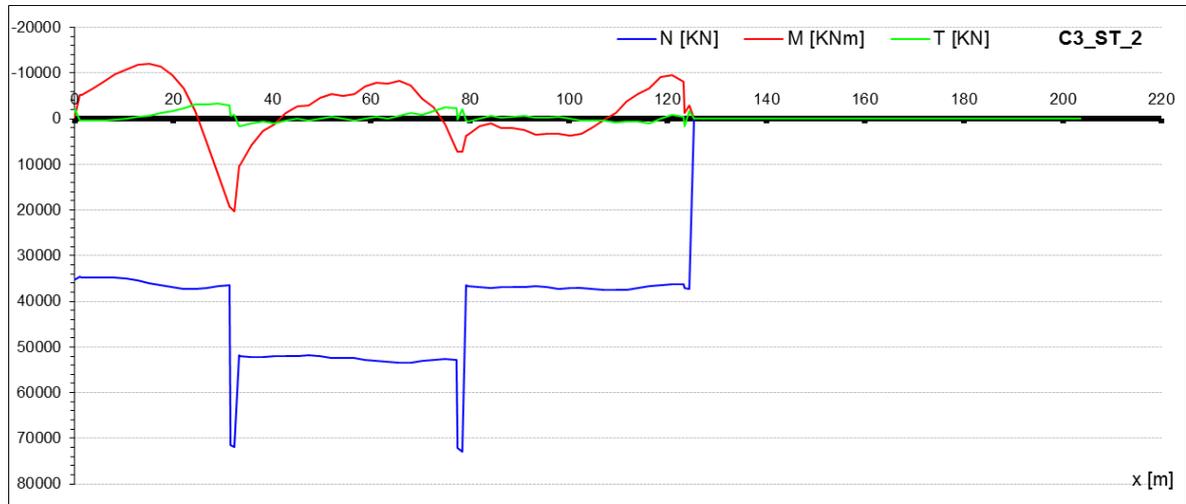


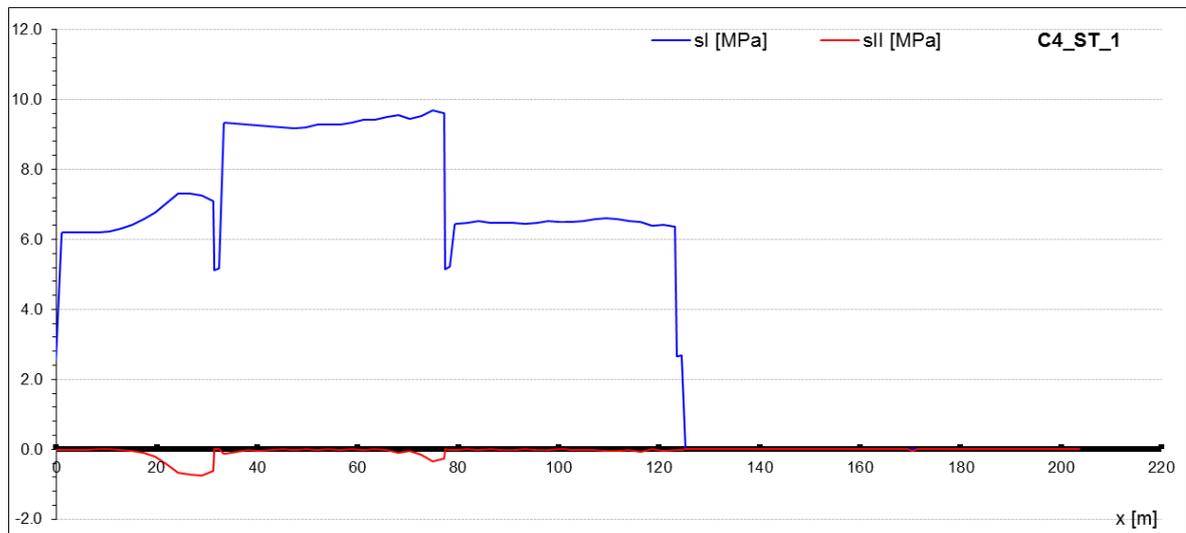
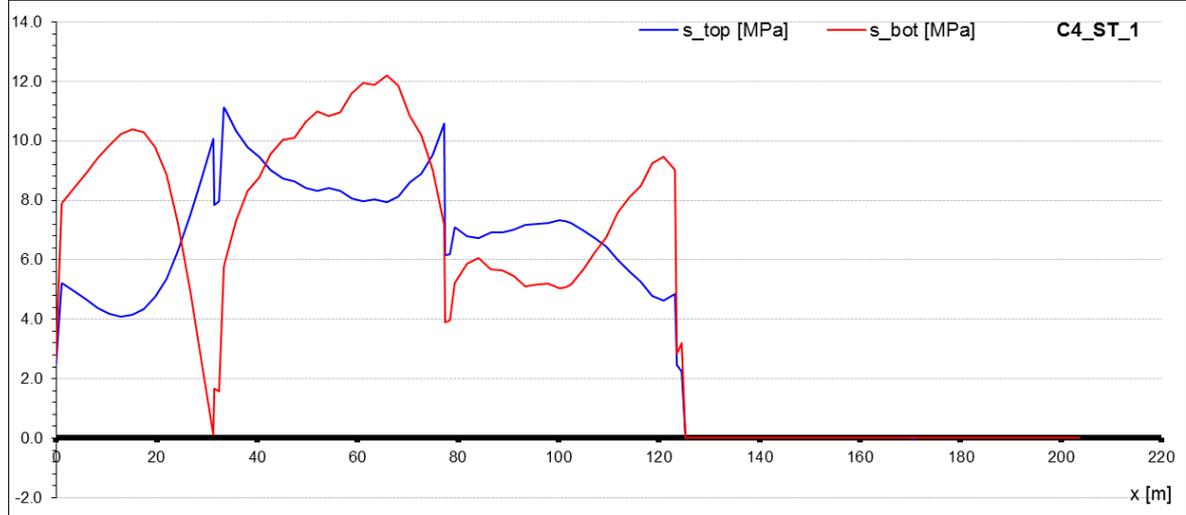
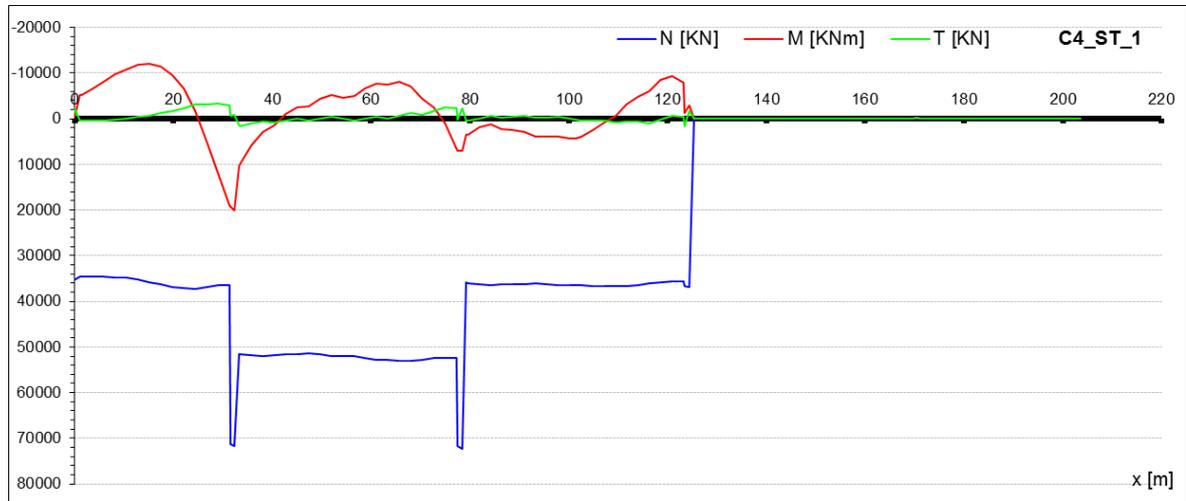


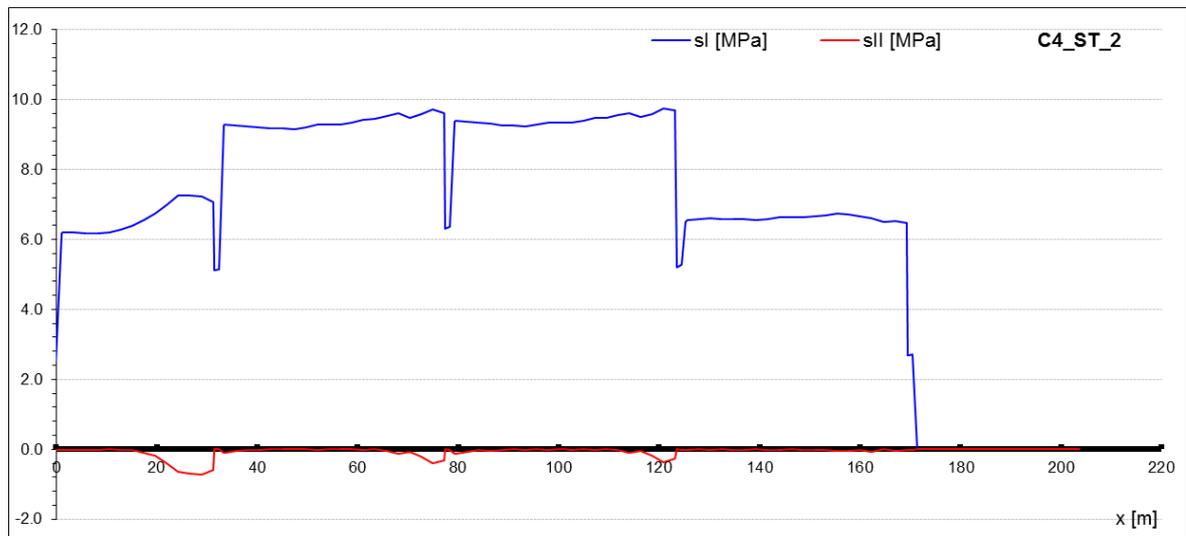
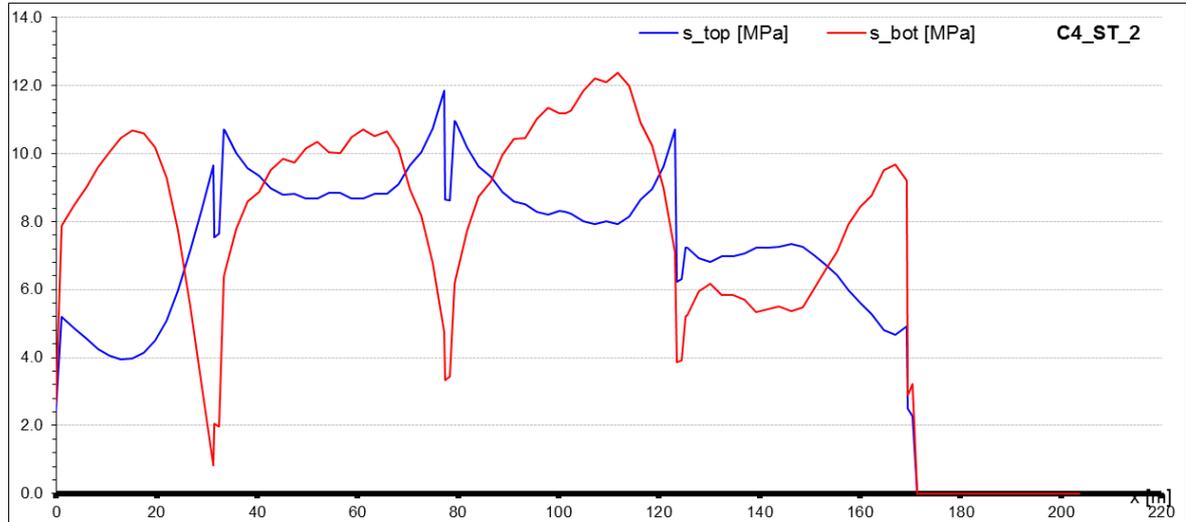
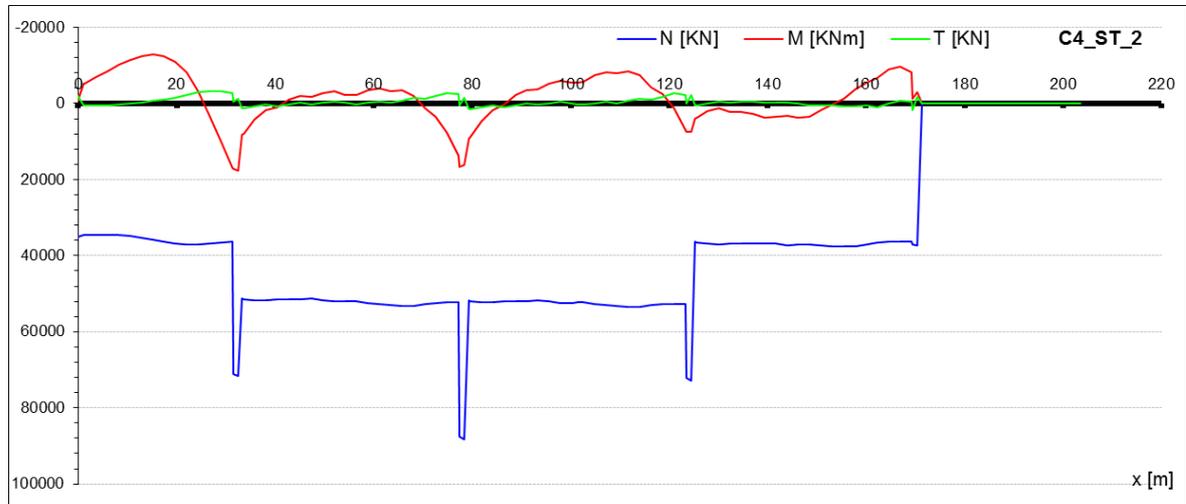


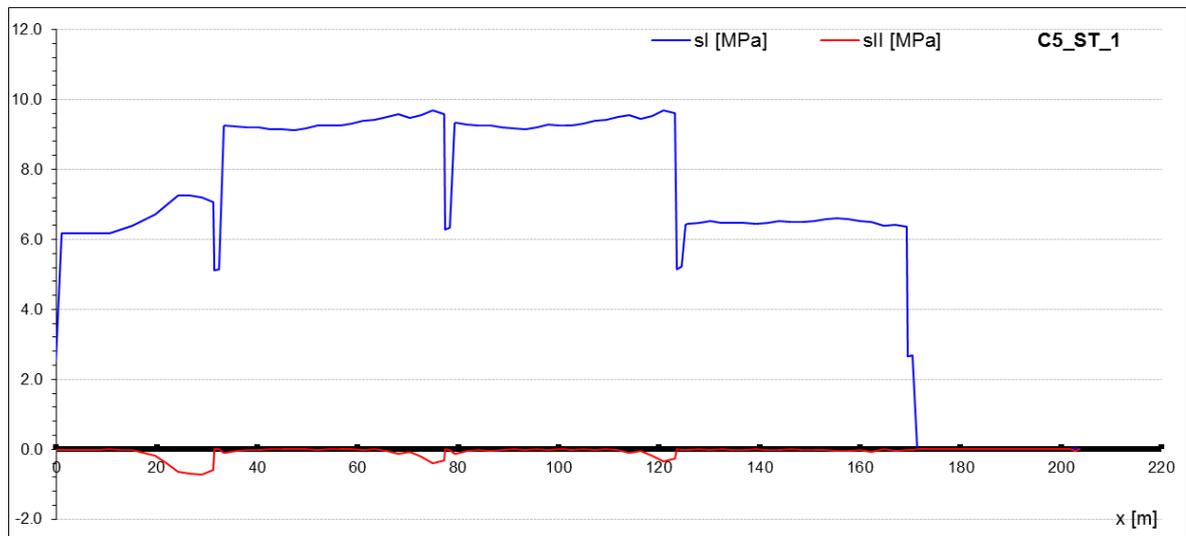
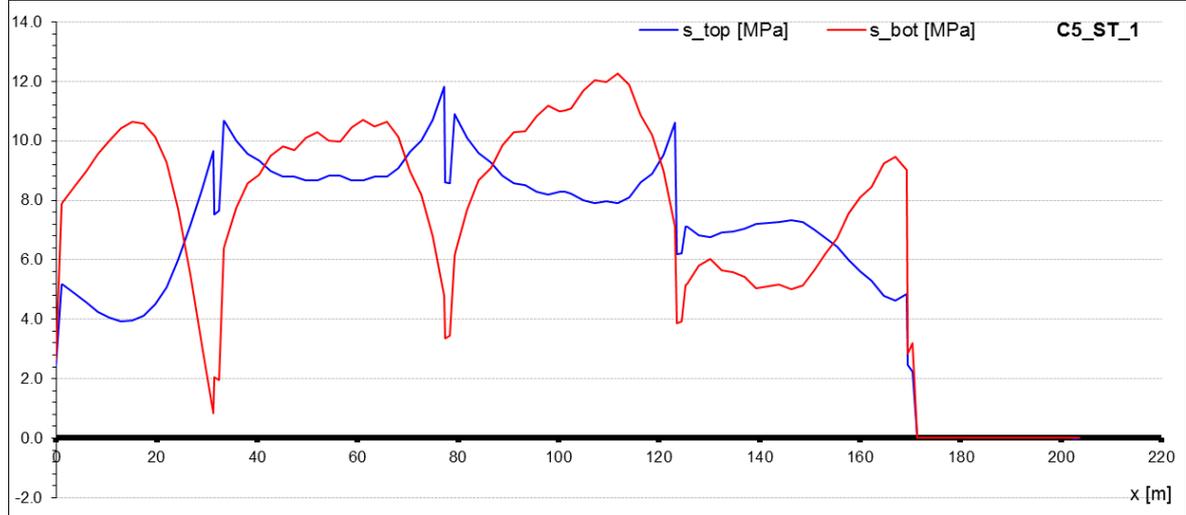
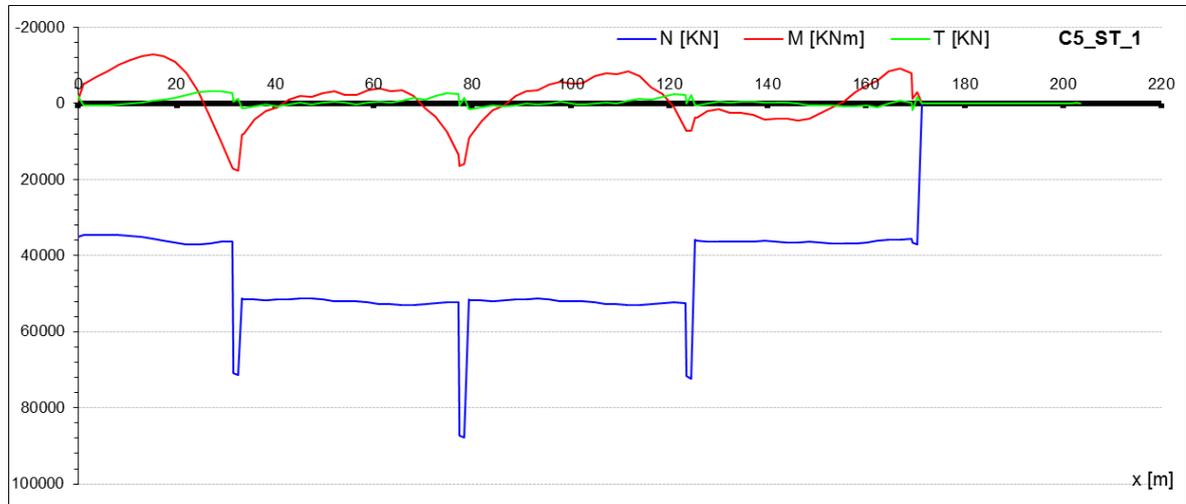


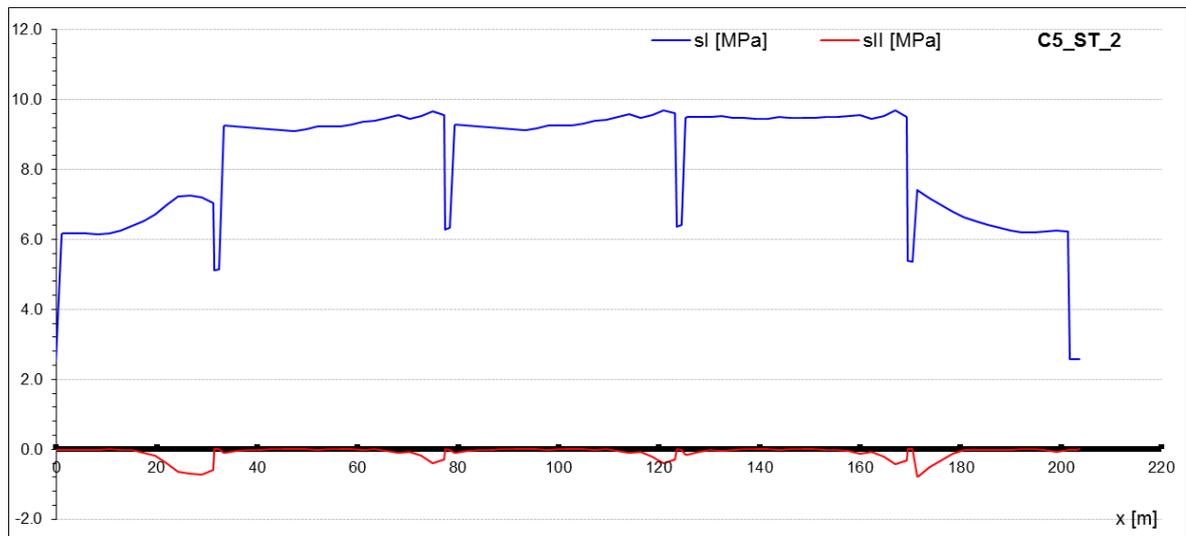
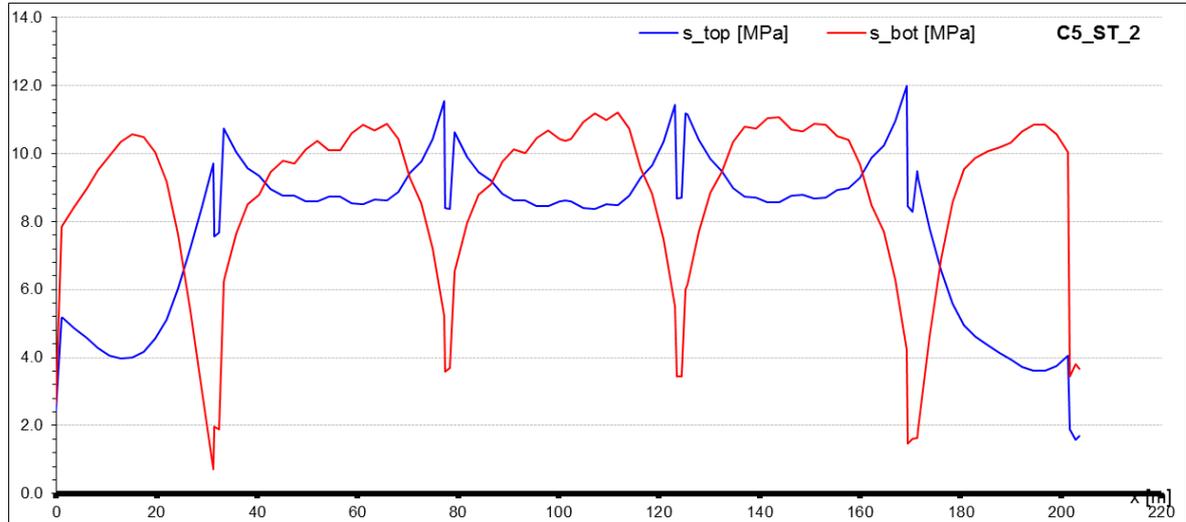
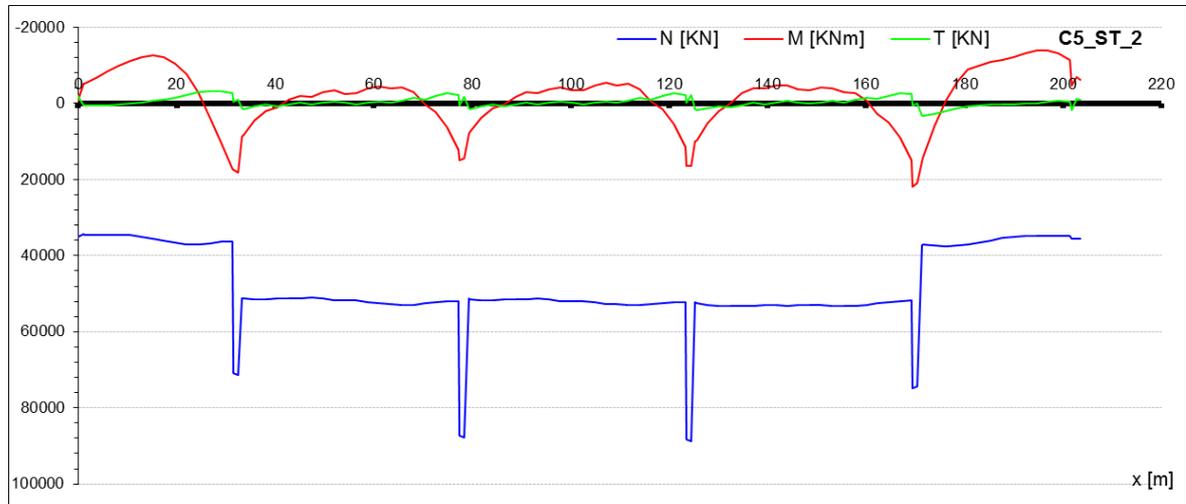


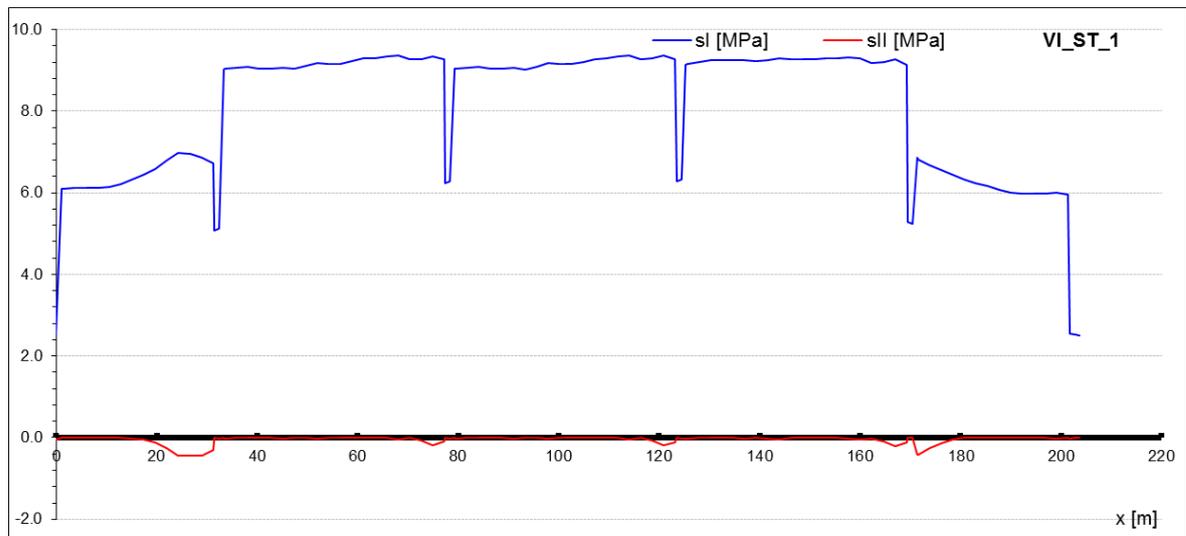
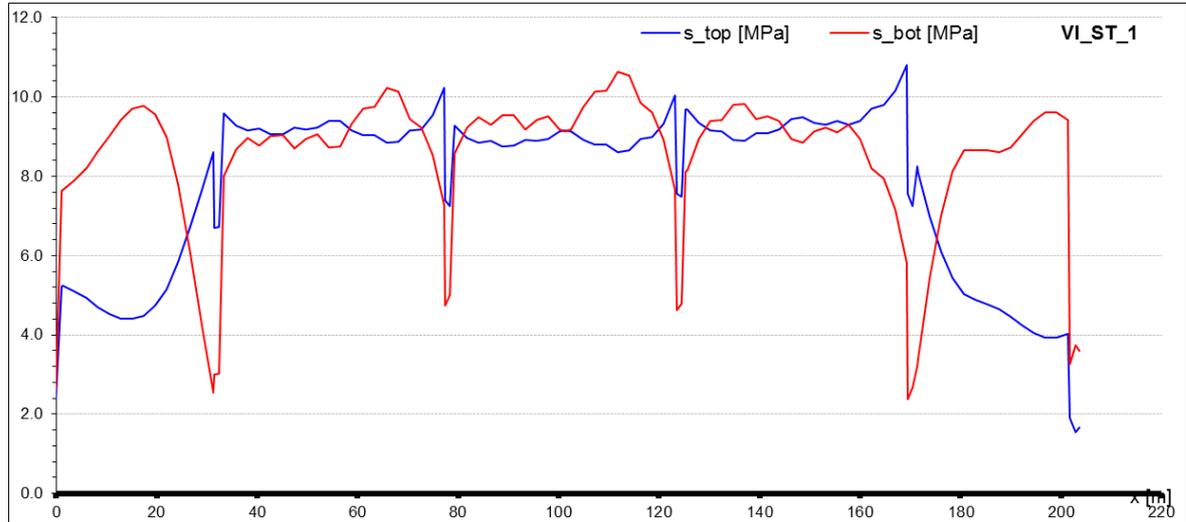
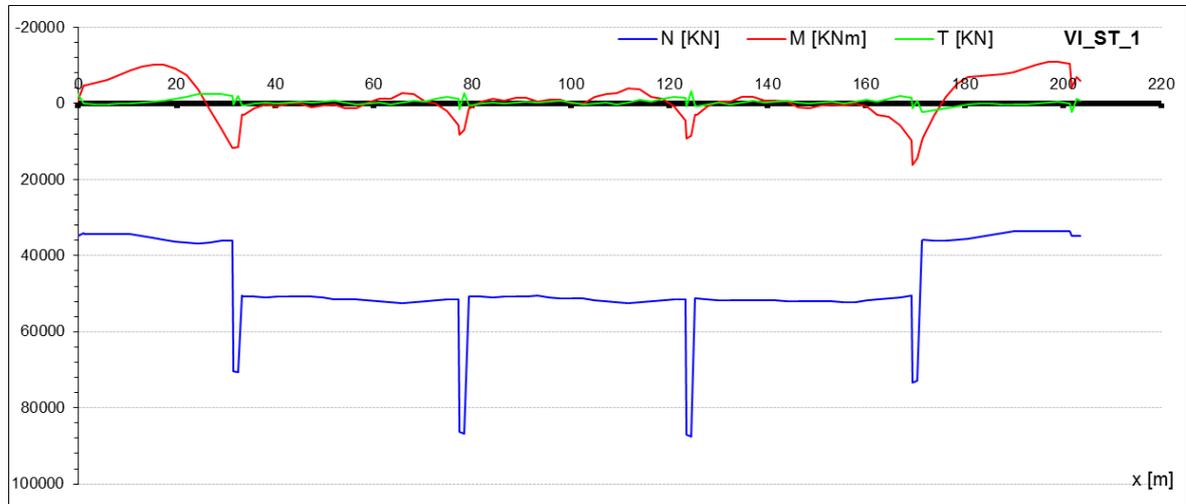


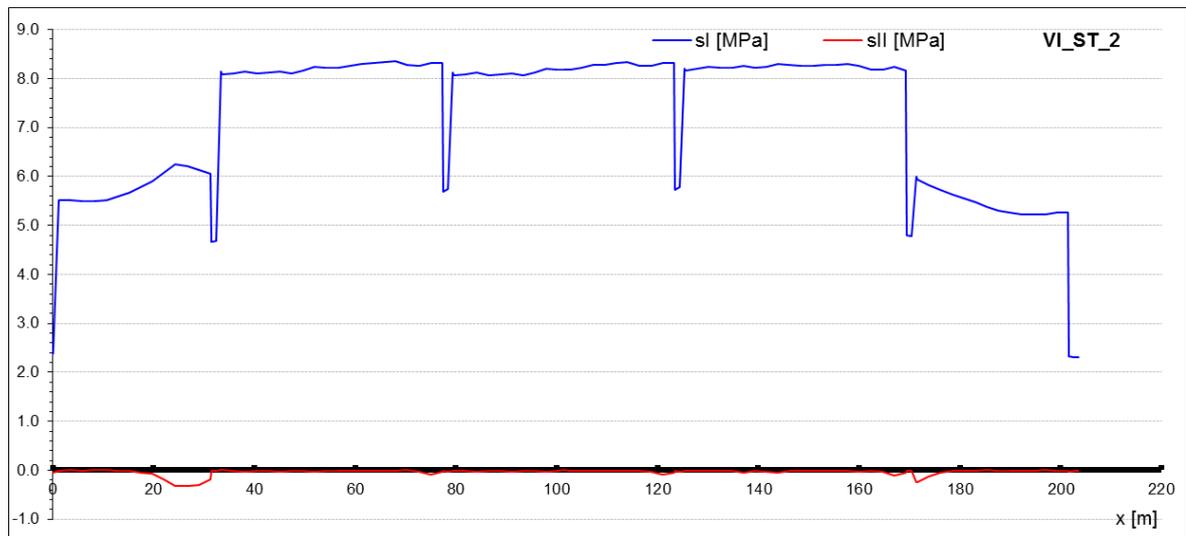
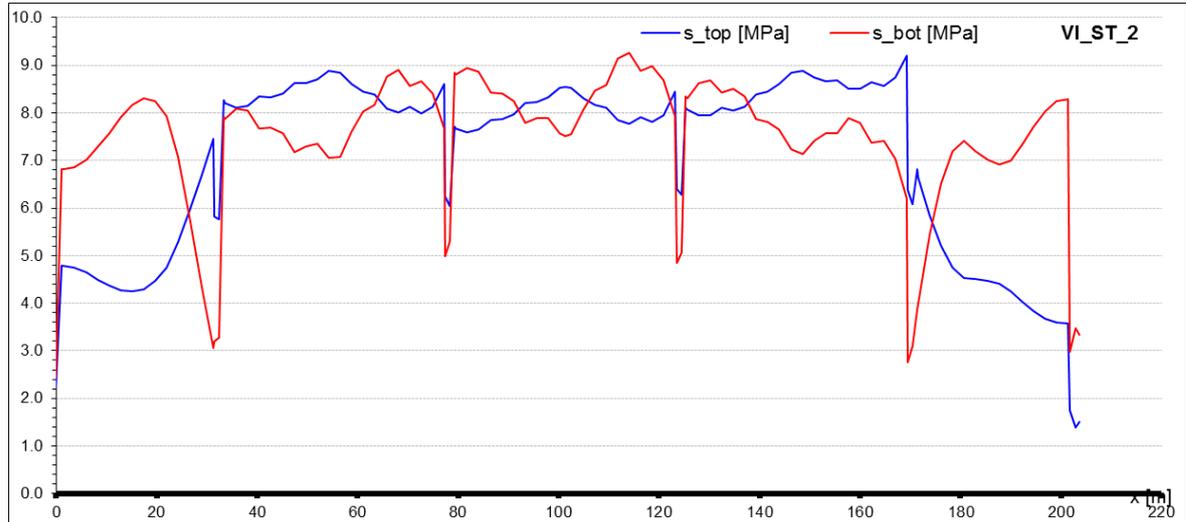
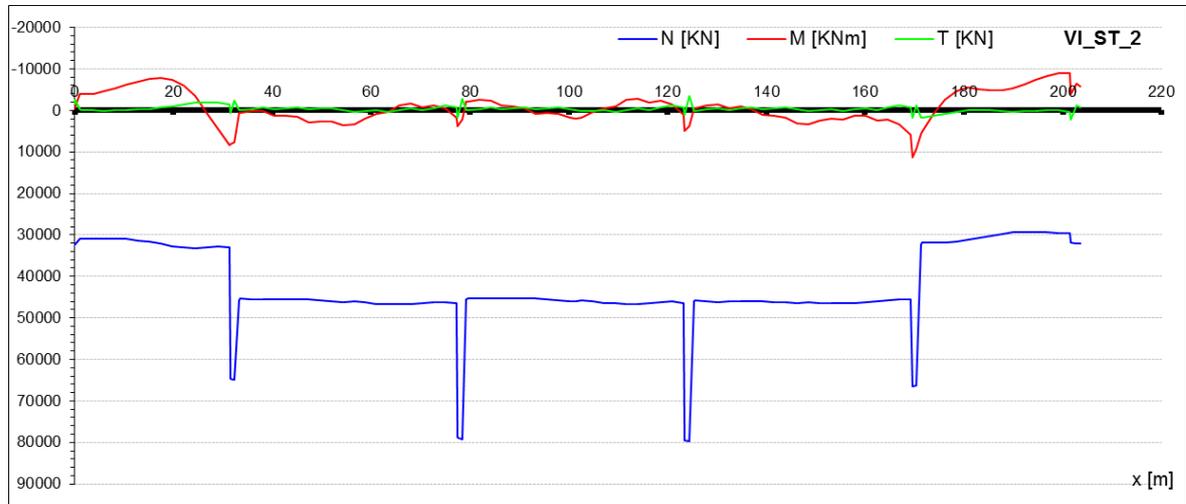








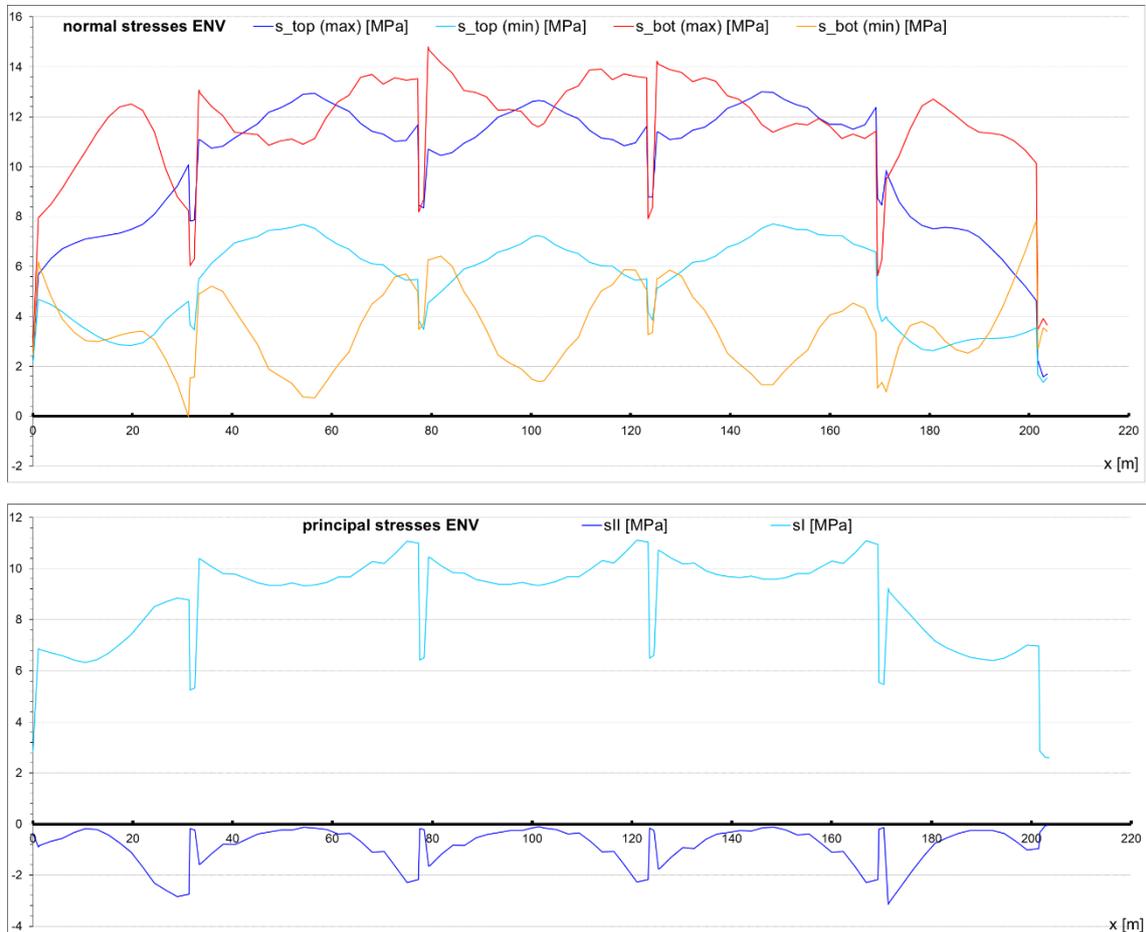




Dai diagrammi riportati risulta che:

- la massima tensione di compressione vale $\sigma_c = 12.4$ MPa e si manifesta in fase C4-ST_2 al lembo inferiore della mezzeria della campata numero 3. Tale valore è inferiore al limite pari $0.6 f_{ck} = 0.6 \times 40 = 24$ MPa;
- l'impalcato risulta essere sempre compresso;
- in condizione quasi permanente la massima tensione di compressione è pari a 10.8 MPa e si manifesta in fase VI-ST_1 al lembo inferiore della mezzeria della campata numero 3. Tale valore è inferiore al limite pari $0.45 f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18$ MPa.

7.3 Sollecitazioni e tensioni in esercizio – verifiche SLE-K



Dai diagrammi riportati risulta che:

- la massima tensione di compressione vale $\sigma_c = 14.7$ MPa e si manifesta al lembo inferiore dell'appoggio intermedio (P2). Tale valore è inferiore al limite pari $0.6 f_{ck} = 0.6 \times 40 = 24$ MPa;
- l'impalcato risulta non avere tensioni normali all'asse dell'impalcato di trazione in combinazione caratteristica delle azioni;
- le tensioni principali di trazione sono al più pari a 2.8 MPa, inferiori allo stato limite di formazione delle fessure $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 3.6 / 1.2 = 3.0$ MPa.

7.4 Verifiche SLU per Flessione

La sezione reagente è quella del cassone, si considera la sezione priva di armature.

La precompressione esterna è assimilata ad un agente sollecitante esterno. Si ipotizza un aumento di tensione dall'effettiva precompressione fino alla tensione allo stato limite ultimo pari a $\Delta\sigma_{p,SLU} = 100$ MPa, in accordo al Par. 5.8.10 dell'EC2-1-1 [N4].

Le sollecitazioni di calcolo comprendono le seguenti azioni:

- peso proprio;
- precompressione esterna, calcolata come sopra;
- ritiro + viscosità + rilassamento;
- carichi permanenti portati;
- variazioni termiche differenziali;
- cedimenti vincolari;
- carichi mobili.

Si riportano a seguire le verifiche a rottura per la sezione di impalcato, eseguite secondo le ipotesi sopra definite e per le seguenti sezioni di verifica:

Sezione Corrente
Posizione Appoggio spalla 1
Frame F3
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	943	2367	-1910	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-35380	-7490	2350	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	3210	694	-211	0	1.2
Permanenti portati	G2	277	520	-429	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	-141	128	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	-29	26	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-669	160	0	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-33097	-4480	-508	0	

Sezione Corrente
Posizione Mezzeria prima campata
Frame F9
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	1266	13714	61	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-36356	-25966	-379	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	3553	2610	33	0	1.2
Permanenti portati	G2	232	2670	64	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	2307	-180	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	748	-58	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	12828	216	-84	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-33375	16798	-112	-113	

Sezione Corrente
Posizione Appoggio pila 1
Frame F20
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	1288	-17389	-3733	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-52433	25997	5070	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	4929	-2331	-438	0	1.2
Permanenti portati	G2	571	-5609	-917	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	-4137	-19	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	-792	-56	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-11911	-1780	2234	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-48776	-25493	-3756	3017	

Sezione Corrente
Posizione Mezzeria seconda campata
Frame F30
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	1888	24986	-242	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-53629	-27582	70	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	5297	2208	26	0	1.2

Permanenti portati	G2	345	3897	-24	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	5220	27	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	379	-56	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	15541	207	-340	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-49133	36745	-18	-460	

Sezione Corrente
Posizione Appoggio pila 2
Frame F43
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	1105	-15065	-3606	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-52448	22919	4959	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	5104	-3466	-488	0	1.2
Permanenti portati	G2	726	-6569	-946	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	-3259	0	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	-2200	-98	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-13392	-1192	1340	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-48620	-31427	-3047	1808	

Sezione Corrente
Posizione Mezzeria terza campata
Frame F54
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	1751	24924	68	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-53623	-28311	-42	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	5468	1925	-7	0	1.2
Permanenti portati	G2	538	3426	8	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	4562	0	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	-31	-98	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	16012	43	-56	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-48846	34562	-10	-76	

Sezione Corrente
Posizione Appoggio pila 3
Frame F67
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	639	-17453	-3869	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-52954	27427	5478	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	5170	-3481	-510	0	1.2
Permanenti portati	G2	1170	-6927	-1037	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	-3276	19	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	-1940	-86	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-13532	-1177	1338	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-49122	-30126	-2936	1806	

Sezione Corrente
Posizione Mezzeria quarta campata
Frame F77
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	978	28023	-436	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-54065	-31775	166	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	5618	2148	6	0	1.2
Permanenti portati	G2	1127	4698	-83	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	5158	-27	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	637	73	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	15689	332	-340	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-49398	37746	4	-460	

Sezione Corrente
Posizione Appoggio pila 4
Frame F90
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	0	-7031	-2791	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-37376	22116	6108	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	3817	-4018	-653	0	1.2
Permanenti portati	G2	1256	-5420	-977	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	-4039	-128	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	-1088	-35	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-12605	-1027	890	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-34497	-18734	-727	1201	

Sezione Corrente
Posizione Mezzeria quinta campata
Frame F100
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	0	15746	618	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-34836	-29021	-517	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	4212	2958	60	0	1.2
Permanenti portati	G2	1353	3993	93	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	1894	180	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	629	60	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	12070	966	-1426	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-31122	16951	1972	-1925	

Sezione Corrente
Posizione Appoggio spalla 1
Frame F2
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	625	-101	-2237	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-35710	-600	160	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	2512	38	6	0	1.2
Permanenti portati	G2	185	-12	-454	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	0	-180	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	0	-58	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-14	-1767	2436	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-34849	-780	-6036	3289	

Sezione Piena
Posizione Appoggio spalla 1
Frame F19
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	1566	-21148	-4004	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-72864	39191	2905	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	5891	-3681	-227	0	1.2
Permanenti portati	G2	556	-6575	-925	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	-4154	-19	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	-843	-56	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-13572	-1867	2350	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-69554	-21413	-6359	3172	

Sezione Piena
Posizione Appoggio pila 1
Frame F43
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	1105	-15065	-3606	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-52448	22919	4959	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	5104	-3466	-488	0	1.2
Permanenti portati	G2	726	-6569	-946	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	-3259	0	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	-2200	-98	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-13392	-1192	1340	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-48620	-31427	-3047	1808	

Sezione Piena
Posizione Appoggio pila 2
Frame F42
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	1840	-18597	-3867	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-89536	33130	2119	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	7554	-4652	-216	0	1.2
Permanenti portati	G2	866	-7563	-940	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	-3259	0	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	-2288	-98	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-14629	-1884	2350	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-84957	-29597	-7098	3172	

Sezione Piena
Posizione Appoggio pila 3
Frame F66
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	1333	-21129	-4148	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-90182	37601	1908	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	7745	-4611	-172	0	1.2
Permanenti portati	G2	1358	-8062	-997	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	-3259	19	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	-2017	-86	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-14629	-1239	1429	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-85453	-28436	-6832	1929	

Sezione Piena
Posizione Appoggio pila 4
Frame F89
Station 0

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	543	-9635	-3094	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-74853	30426	3173	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	6516	-5006	-371	0	1.2
Permanenti portati	G2	1544	-6485	-933	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	-4154	-128	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	-1119	-35	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-13572	-1100	996	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-71022	-17232	-4038	1344	

Sezione Piena
Posizione Appoggio spalla 2
Frame F105
Station 1.1

Azioni di calcolo		N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	γ
Peso proprio	G1	0	-115	2559	0	1.35
Precompressione esterna	PE	-35554	-6887	-396	0	1.09
Viscosità+ritiro+rilassamento	E2	2971	403	-27	0	1.2
Permanenti portati	G2	794	120	488	0	1.35
Variazioni termiche differenziali	E3	0	0	180	0	0.72
Cedimenti vincolari	E4	0	0	60	0	1.2
Carichi mobili	Q1	0	-494	36	-25	1.35
Sollecitazioni di progetto SLU		-34148	-7688	3899	-34	

Riepilogo Sollecitazioni SLU

	Sezione	Frame	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kNm]
1	Corrente	F3	-33097	-4480	-508	0
2	Corrente	F9	-33375	16798	-112	-113
3	Corrente	F20	-48776	-25493	-3756	3017
4	Corrente	F30	-49133	36745	-18	-460
5	Corrente	F43	-48620	-31427	-3047	1808
6	Corrente	F54	-48846	34562	-10	-76
7	Corrente	F67	-49122	-30126	-2936	1806
8	Corrente	F77	-49398	37746	4	-460
9	Corrente	F90	-34497	-18734	-727	1201
10	Corrente	F100	-31122	16951	1972	-1925
11	Piena	F2	-34849	-780	-6036	3289
12	Piena	F19	-69554	-21413	-6359	3172
13	Piena	F43	-48620	-31427	-3047	1808
14	Piena	F42	-84957	-29597	-7098	3172
15	Piena	F66	-85453	-28436	-6832	1929
16	Piena	F89	-71022	-17232	-4038	1344
17	Piena	F105	-34148	-7688	3899	-34

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Imp_SLU.secEC

(File path: \\SERVER\Breg\BR18_05_PE_Piombino\PE\ESECUTIVO_1FASE\DWG\IF_OPERE-ARTE-MAGGIORI\CV01_Cavalcavia Svincolo di Geodetica\Analis\Impalcato\Imp_SLU.secEC)

Section description:

Section type: Beam
Reference code: EC2/EC8
Exposure Class: XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending: Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE - Class: C40/50
Design compressive strength fcd: 26.7 MPa
Shear reduced compressive strength $v_1 \cdot f_{cd}$: 13.4 MPa (6.9)EC2
Strain at max strength ec2: 0.0020
Ultimate strain ecu: 0.0035
Compression diagram stress-strain: Parabola-Rettangle
Mean Elastic Modulus Ecm: 35220.5 MPa
Mean tensile strength fctm: 3.5 MPa

CONCRETE - Class: C35/45
Design compressive strength fcd: 23.3 MPa

Shear reduced compressive strenght $v1*fd$:	13.4	MPa (6.9)EC2
Strain at max strength $ec2$:	0.0020	
Ultimate strain ecu :	0.0035	
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle	
Mean Elastic Modulus Ecm :	34077.1	MPa
Mean tensile strength $fctm$:	3.2	MPa

STEEL -	Longitudinal Bars:	B450C	
	Characteristic yield stress f_{yk} :	450.00	MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0	MPa
	Design yield stress f_{yd} :	391.3	MPa
	Design strength f_{td} :	391.3	MPa
	Design ultimate strain es_u :	0.068	
	Mean elastic modulus E_s :	200000.0	MPa
	Stirrups:	B500A	
	Characteristic yield stress f_{yk} :	500.00	MPa
	Tensile strength f_{tk} :	540.0	MPa
	Design yield stress f_{yd} :	434.8	MPa
	Design strength f_{td} :	434.8	MPa
	Mean elastic modulus E_s :	200000.0	MPa

GEOMETRIC DATA OF REGIONS IN CONCRETE SECTION

REGION N. 1

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C40/50

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-240.0	0.0
2	-253.4	2.7
3	-264.7	10.3
4	-272.3	21.6
5	-275.0	35.0
6	-275.0	167.3
7	-278.4	180.1
8	-285.8	191.0
9	-296.4	198.7
10	-309.0	202.4
11	-509.5	222.0
12	-550.0	222.0
13	-550.0	240.0
14	550.0	240.0
15	550.0	222.0
16	509.5	222.0
17	309.0	202.4
18	296.4	198.7
19	285.8	191.0
20	278.4	180.1
21	275.0	167.4
22	275.0	35.0
23	272.3	21.6
24	264.7	10.3
25	253.4	2.7
26	240.0	0.0
27	0.0	0.0

REGION N. 2

MANDATARIA

MANDANTE

Shape of Region:	Empty polygonal	
Concrete Class:	C35/45	
Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-210.0	22.0
2	-240.0	37.0
3	-240.0	185.0
4	-235.0	200.0
5	-157.0	215.0
6	157.0	215.0
7	235.0	200.0
8	240.0	185.0
9	240.0	37.0
10	210.0	22.0
11	0.0	22.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	0.0	0.0	1

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N d	Design bending force [kNm] around X axis of reference system	
		Mx d	Vy d
1	33097.00	-4480.00	0.00
2	33375.00	16798.00	0.00
3	48776.00	-25493.00	0.00
4	49133.00	36745.00	0.00
5	48620.00	-31427.00	0.00
6	48846.00	34562.00	0.00
7	49122.00	-30126.00	0.00
8	49398.00	37746.00	0.00
9	34497.00	-18734.00	0.00
10	31122.00	16951.00	0.00

CHECKS RESULTS

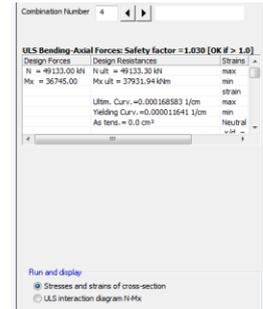
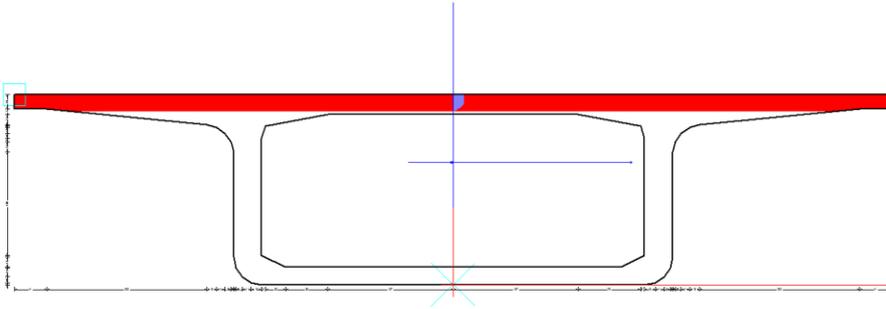
Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	-0.1 cm
Min distance between longitudinal bars:	100000.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.
1	OK	33097.00	-4480.00	33097.12	-46962.96	18.341
2	OK	33375.00	16798.00	33375.05	26685.42	1.525
3	OK	48776.00	-25493.00	48775.87	-63360.90	2.683
4	OK	49133.00	36745.00	49133.30	37931.64	1.030



5	OK	48620.00	-31427.00	48619.83	-63233.78	2.118
6	OK	48846.00	34562.00	48845.99	37734.26	1.084
7	OK	49122.00	-30126.00	49121.88	-63640.10	2.236
8	OK	49398.00	37746.00	49397.82	38113.08	1.009
9	OK	34497.00	-18734.00	34497.25	-48722.96	2.805
10	OK	31122.00	16951.00	31121.99	25006.89	1.427

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

- ec max Ultimate compressive strain in concrete
- ec* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
- Xc max X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
- Yc max Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
- es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
- Xs max X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
- Ys max Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
- es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
- Xs min X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
- Ys min Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00693	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0
2	0.00350	-0.02212	-550.0	240.0	-0.05628	0.0	0.0	-0.05628	0.0	0.0
3	0.00350	-0.00060	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0
4	0.00350	-0.01384	-550.0	240.0	-0.03696	0.0	0.0	-0.03696	0.0	0.0
5	0.00350	-0.00063	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0
6	0.00350	-0.01395	-550.0	240.0	-0.03722	0.0	0.0	-0.03722	0.0	0.0
7	0.00350	-0.00055	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0
8	0.00350	-0.01375	-550.0	240.0	-0.03674	0.0	0.0	-0.03674	0.0	0.0
9	0.00350	-0.00591	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0
10	0.00350	-0.02397	-550.0	240.0	-0.06060	0.0	0.0	-0.06060	0.0	0.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

- a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
- x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
- D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	-0.000101359	0.0035000001174890381221790.0001.000		
2	0.000000000	0.000249068	-0.056276436	0.059	0.700
3	0.000000000	-0.000039898	0.0035000002984753725920170.0001.000		
4	0.000000000	0.000168583	-0.036959896	0.087	0.700
5	0.000000000	-0.000040153	0.0035000002965816656889120.0001.000		
6	0.000000000	0.000169651	-0.037216358	0.086	0.700
7	0.000000000	-0.000039346	0.0035000003026664644415790.0001.000		
8	0.000000000	0.000167669	-0.036740513	0.087	0.700
9	0.000000000	-0.000091533	0.0035000001301012603898480.0001.000		
10	0.000000000	0.000267080	-0.060599213	0.055	0.700

1) $x/d > 0.450$ = max allowed value x/d for redistribution of bending in eq.(5.10)EC2 (D=1)

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Imp_SLU_piena.secEC

(File path: \\SERVER\Breg\BR18_05_PE_Piombino\PE\ESECUTIVO_1FASE\DWG\OPERE-ARTE-MAGGIORI\CV01_Cavalcavia Svincolo di Geodetica\Analisi\Impalcato\Imp_SLU_piena.secEC)

Section description:

Section type: Beam
Reference code: EC2/EC8
Exposure Class: XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending: Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -

Class:	C40/50
Design compressive strength f_{cd} :	26.7 MPa
Shear reduced compressive strength $v_1 * f_{cd}$:	13.4 MPa (6.9)EC2
Strain at max strength ϵ_{c2} :	0.0020
Ultimate strain ϵ_{cu} :	0.0035
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
Mean Elastic Modulus E_{cm} :	35220.5 MPa
Mean tensile strength f_{ctm} :	3.5 MPa

STEEL -

Longitudinal Bars:	B450C
Characteristic yield stress f_{yk} :	450.00 MPa
Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
Design yield stress f_{yd} :	391.3 MPa
Design strength f_{td} :	391.3 MPa
Design ultimate strain ϵ_{su} :	0.068
Mean elastic modulus E_s :	200000.0 MPa
Stirrups:	B500A
Characteristic yield stress f_{yk} :	500.00 MPa
Tensile strength f_{tk} :	540.0 MPa
Design yield stress f_{yd} :	434.8 MPa
Design strength f_{td} :	434.8 MPa
Mean elastic modulus E_s :	200000.0 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal

Concrete Class: C40/50

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-240.0	0.0
2	-253.4	2.7
3	-264.7	10.3
4	-272.3	21.6
5	-275.0	35.0
6	-275.0	167.3
7	-278.4	180.1
8	-285.8	191.0
9	-296.4	198.7
10	-309.0	202.4
11	-509.5	222.0
12	-550.0	222.0
13	-550.0	240.0
14	550.0	240.0
15	550.0	222.0
16	509.5	222.0
17	309.0	202.4
18	296.4	198.7
19	285.8	191.0
20	278.4	180.1
21	275.0	167.4
22	275.0	35.0
23	272.3	21.6
24	264.7	10.3
25	253.4	2.7
26	240.0	0.0
27	0.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	0.0	0.0	1

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.N.	N d	Mx d	Vy d
1	34849.00	-780.00	0.00
2	69554.00	-21413.00	0.00
3	48620.00	-31427.00	0.00
4	84957.00	-29597.00	0.00
5	85453.00	-28436.00	0.00
6	71022.00	-17232.00	0.00
7	34148.00	-7688.00	0.00

CHECKS RESULTS

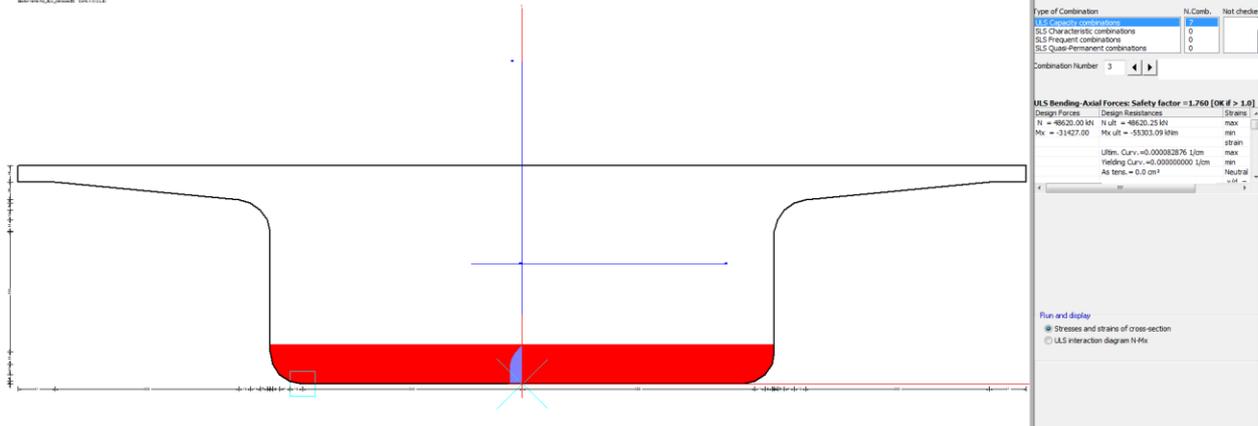
Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars: -0.1 cm
 Min distance between longitudinal bars: 100000.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
 N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 Mx Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
 N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
 Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
 S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
 As Tension Area [cm²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.
1	OK	34849.00	-780.00	34849.06	-41352.95	53.026
2	OK	69554.00	-21413.00	69553.80	-73960.72	3.454
3	OK	48620.00	-31427.00	48620.25	-55303.09	1.760



4	OK	84957.00	-29597.00	84956.87	-85728.88	2.897
5	OK	85453.00	-28436.00	85453.10	-86080.49	3.027
6	OK	71022.00	-17232.00	71021.73	-75153.86	4.361
7	OK	34148.00	-7688.00	34148.00	-40607.03	5.282

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max Ultimate compressive strain in concrete
 ec* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
 Xc max X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
 Yc max Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
 es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
 Xs max X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
 Ys max Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
 es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
 Xs min X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
 Ys min Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00827	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0
2	0.00350	-0.00251	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0
3	0.00350	-0.00502	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0

4	0.00350	-0.00144	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0
5	0.00350	-0.00141	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0
6	0.00350	-0.00239	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0
7	0.00350	-0.00850	-240.0	0.0	0.00350	0.0	0.0	0.00350	0.0	0.0

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

	a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O			
	x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section			
	D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]			
Comb.N.	a	b	c	x/d	D
1	0.00000000	-0.000114441	0.003500000	1040591352136420.000	1.000
2	0.00000000	-0.000058459	0.003500000	2037092579522190.000	1.000
3	0.00000000	-0.000082876	0.003500000	1436921602004890.000	1.000
4	0.00000000	-0.000048047	0.003500000	2478523631653380.000	1.000
5	0.00000000	-0.000047772	0.003500000	2492775808007030.000	1.000
6	0.00000000	-0.000057276	0.003500000	2079157156967740.000	1.000
7	0.00000000	-0.000116714	0.003500000	1020322811704510.000	1.000

1) $x/d > 0.450$ = max allowed value x/d for redistribution of bending in eq.(5.10)EC2 (D=1)

7.5 Verifiche SLU per Taglio-Torsione

Si eseguono le verifiche a taglio torsione in corrispondenza della sezione piena e della sezione corrente caratterizzate dalle massime sollecitazioni.

Riepilogo Sollecitazioni SLU

	Sezione	Frame	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kN]	$V_{W(V+T)}$ [kN]
1	Corrente	F3	-32406	-597	-3355	3216	1990
2	Corrente	F9	-32666	6560	1063	-980	627
3	Corrente	F20	-47753	-18923	-4413	3845	2580
4	Corrente	F30	-48087	22744	-1459	1394	865
5	Corrente	F43	-47597	-23006	-4481	3845	2614
6	Corrente	F54	-47800	28325	1350	-1482	819
7	Corrente	F67	-48089	-16260	-4421	3845	2584
8	Corrente	F77	-48343	27892	-1724	1394	997
9	Corrente	F90	-33768	-10709	-2220	3233	1424
10	Corrente	F100	-30443	15315	1993	-2013	1192
11	Piena	F2	-34153	-768	-5969	3289	3490
12	Piena	F19	-68133	-15344	-6895	3904	4048
13	Piena	F43	-47597	-23006	-4481	3845	2832
14	Piena	F42	-83211	-22194	-7582	3904	4392
15	Piena	F66	-83694	-15797	-8202	3904	4702
16	Piena	F89	-69562	-10408	-5416	3297	3215
17	Piena	F105	-33454	-6906	6295	-3425	3675

Sezione piena

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
larghezza sezione	b_w	[mm]	2250
altezza sezione	h	[mm]	2400
altezza utile sezione	d	[mm]	2040
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	0
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.000
	k		1.31
	v_{min}	[MPa]	0.34
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	5.05
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	42
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	5032
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	4507
			verificato

Sezione corrente

RESISTENZA A TAGLIO			
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
larghezza sezione	b_w	[mm]	350
altezza sezione	h	[mm]	2400
altezza utile sezione	d	[mm]	2040
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	2413
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.003
	k		1.31
	v_{min}	[MPa]	0.34
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	8.48
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	42
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1180
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	2614
non verificato, inserire armatura specifica a taglio			
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
larghezza sezione	b_w	[mm]	350
altezza sezione	h	[mm]	2400
altezza utile sezione	d	[mm]	2040
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	20
interasse armature trasversali	s	[mm]	150
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	628
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	23.5
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1.0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	8.48
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.25
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	3344
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	11.8
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	4722
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	3344
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	2614
verificato			
area minima anima/metro	$A_{sw,min}$	[mm ² /m]	3274

RESISTENZA A TORSIONE			
bielle compresse			
$T_{Rcd} = 2 \cdot \Omega \cdot t \cdot f_{cd} \cdot ctg \theta / (1 + ctg^2 \theta)$		[kNm]	45886
area sottesa dalla linea media Γ	Ω	[mm ²]	11149750
spessore della sezione cava	t	[mm]	350
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}	[MPa]	11.8
intervallo di variabilità [0.4;2.5]	ctg θ		1.0
angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave	θ	[DEG]	45.0
staffe			
<i>Già considerate nel precedente calcolo</i>			
armatura longitudinale			
$T_{Rld} = 2 \cdot \Omega \cdot A_{sl} / u_m \cdot f_{yd} / ctg \theta$		[mm ²]	14540
numero armature longitudinali	n° \emptyset		194
diametro armature longitudinali	\emptyset	[mm]	12
area armatura longitudinale minima - torsione	A_{sl}	[mm ²]	21941
perimetro medio del nucleo resistente	u_m	[mm]	14630
resistenza a torsione $T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$	T_{Rd}	[kNm]	14540
momento torcente massimo	T_{Ed}	[kNm]	3845
			verificato
Verifica torsione e taglio - crisi lato calcestruzzo			
$T_{Ed}/T_{Rcd} + V_{Ed}/V_{Rcd}$			0.64
			verificato

8 CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI

8.1 Analisi

Nel calcolo degli effetti locali si assume una variazione termica lineare tra esterno ed interno cassone pari a $\pm 15^{\circ}\text{C}$.

Nella valutazione degli effetti del *tandem system* si considera una larghezza collaborante pari a 5.20m per il calcolo delle sollecitazioni flettenti e 2.90m per il calcolo delle sollecitazioni taglianti.

Per l'urto del veicolo in svio si applica un forza pari 100kN e un momento pari a $100 \times (1 + .11 + .25/2) = 123.5\text{kNm}$. Si dividono cautelativamente tali azioni per l'interasse dei montanti, assunto pari a 1.25m.

Nella seguente figura sono riportate le sezioni di verifica.

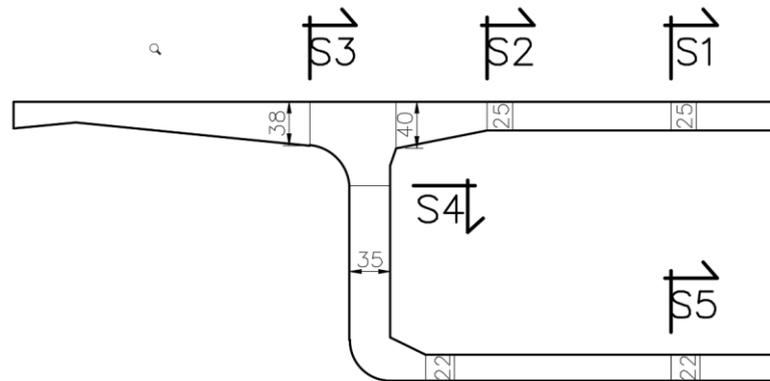


Figura 15 – Sezioni caratteristiche per verifica effetti locali

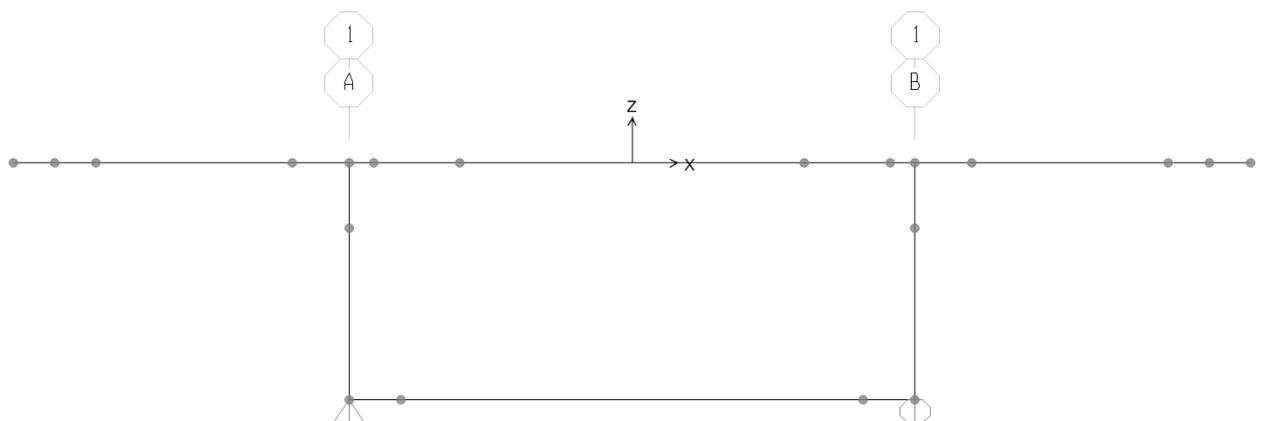


Figura 16 – Modello di calcolo effetti locali

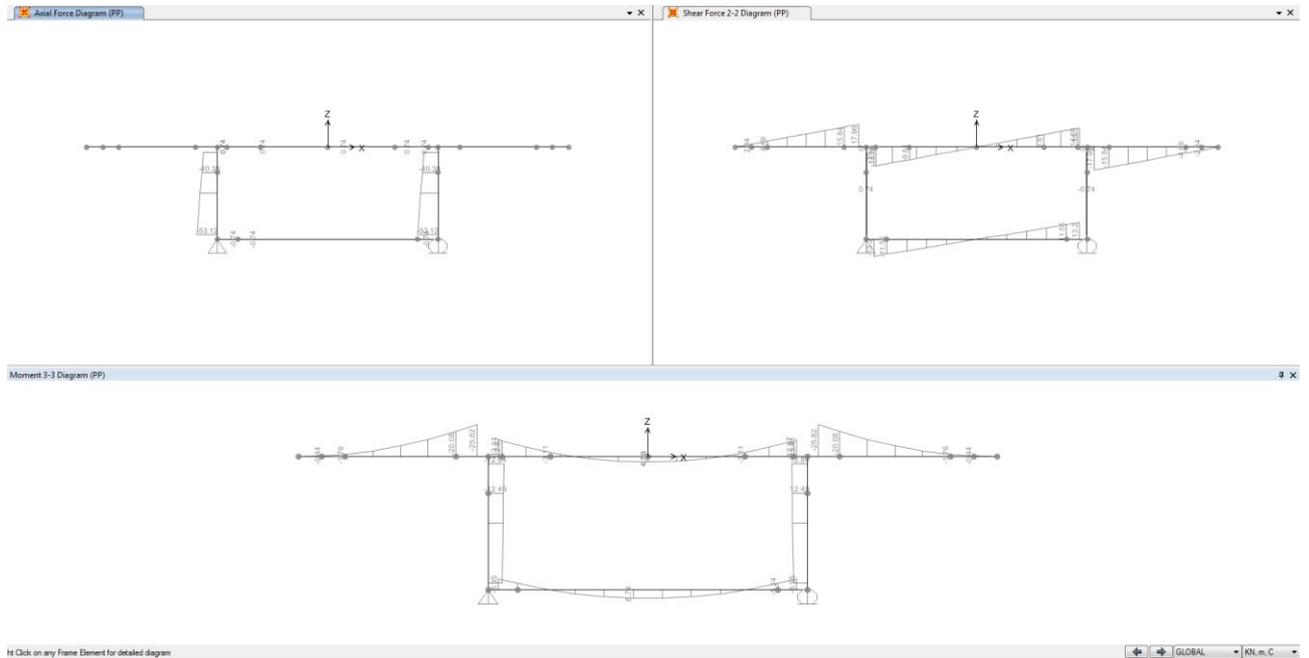


Figura 17 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da peso proprio

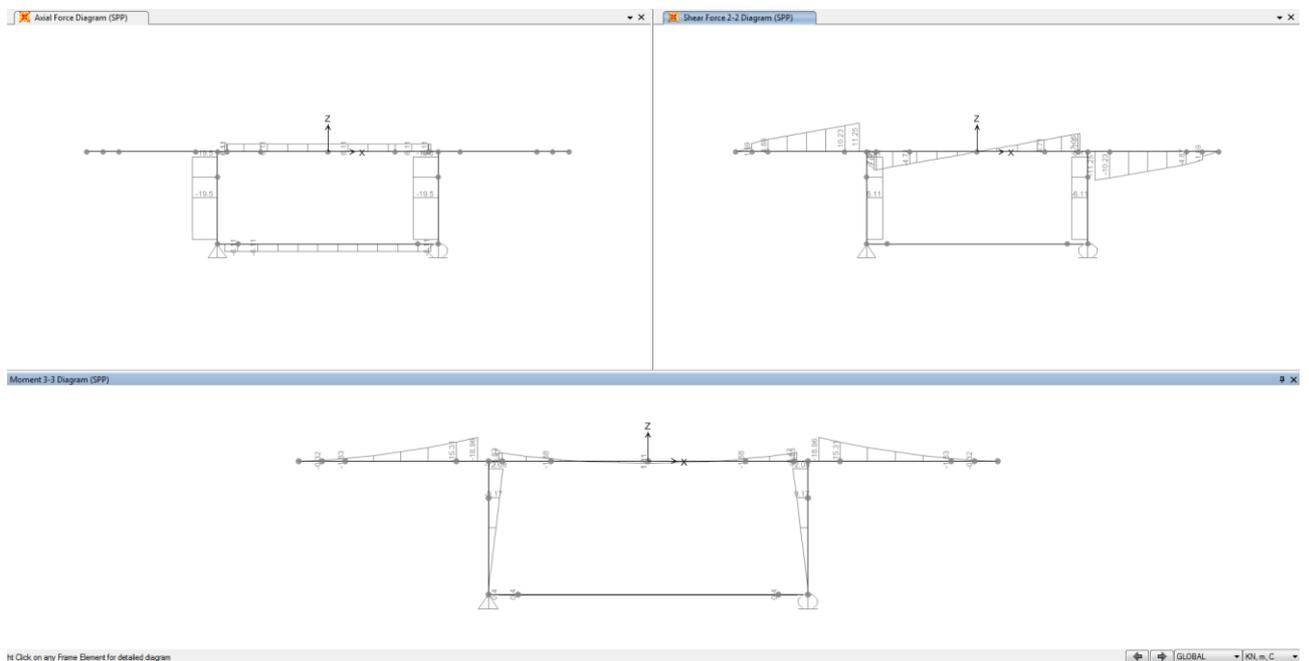


Figura 18 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da permanenti portati

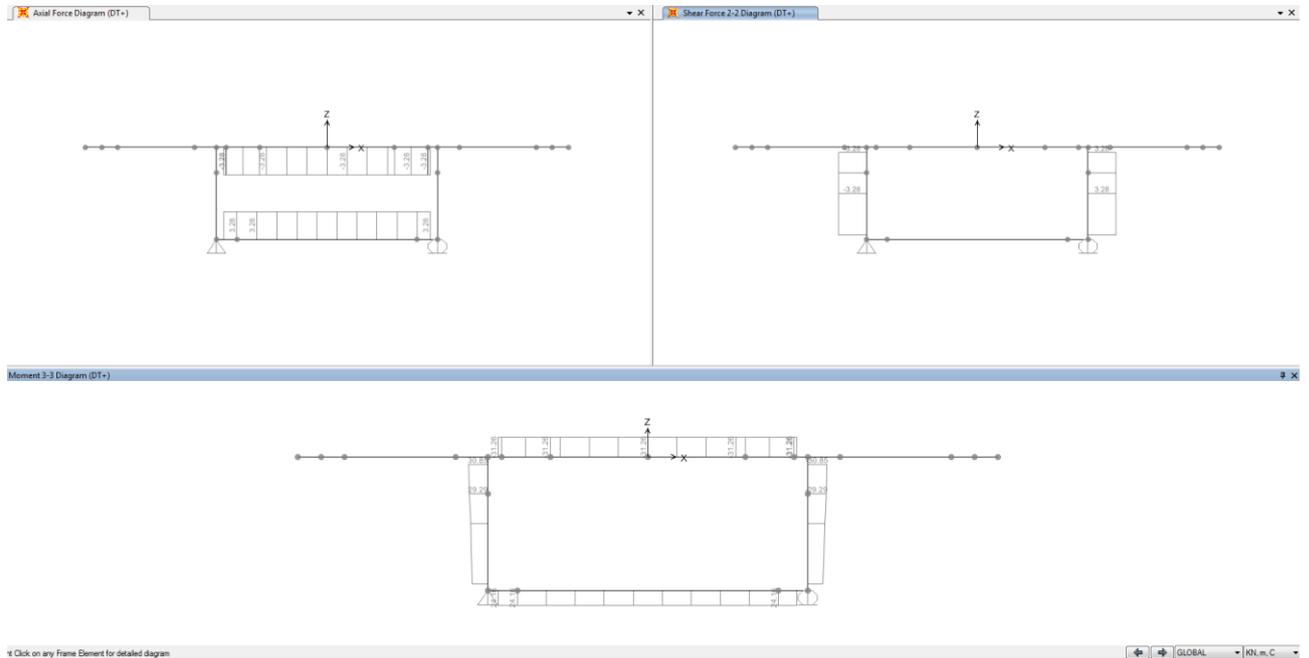


Figura 19 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da variazione termica differenziale

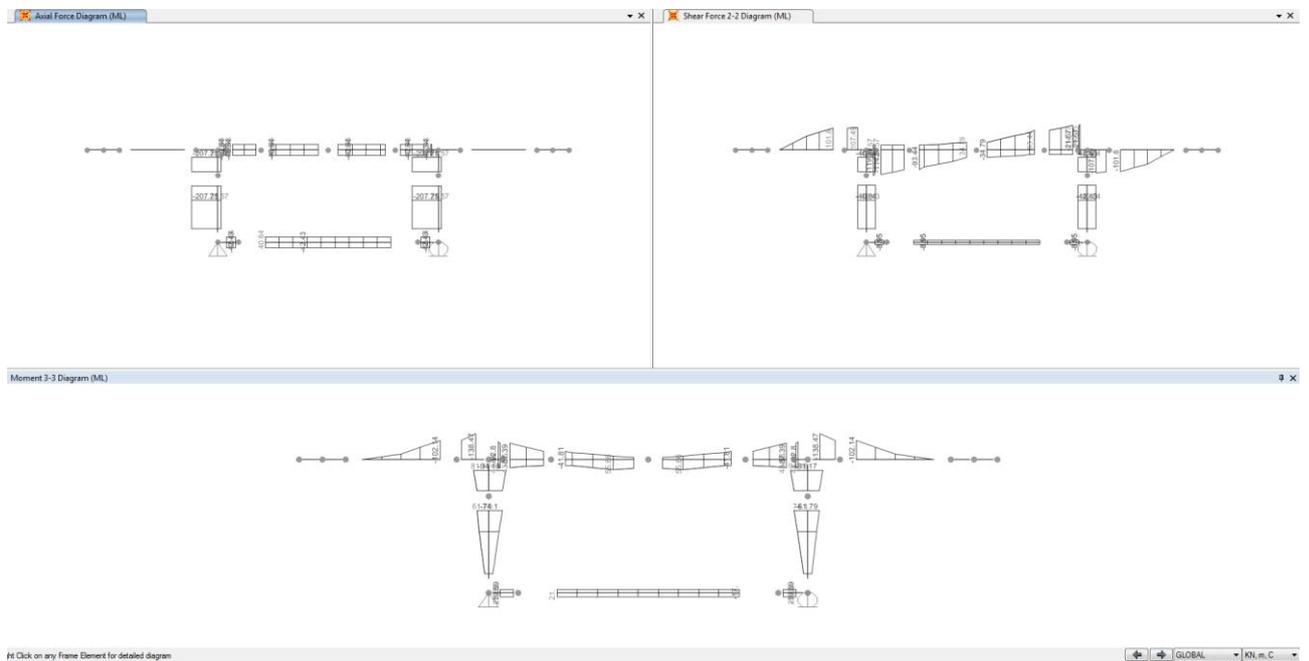


Figura 20 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da carichi mobili

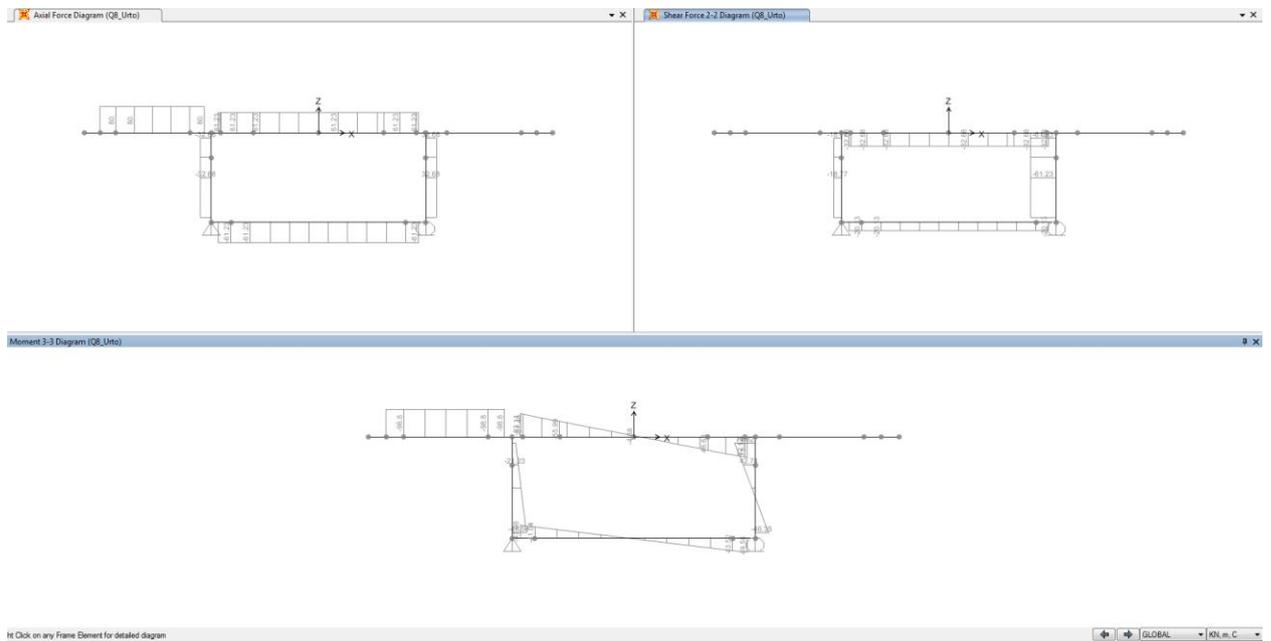


Figura 21 – Diagrammi delle sollecitazioni N, V, M da urto di veicolo in svio

Seguono le verifiche di resistenza a presso-flessione e taglio allo SLU e di fessurazione allo SLE-F.

8.2 Sezione S1

Armatura superiore Ø20/15

Armatura inferiore Ø20/15 + Ø16/30

Titolo : _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 3 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.95	4.5
2	20.95	20.5
3	5.88	17.7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	-69	0	kN
M _{xEd}	105	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Materiali
 B450C C40/50
 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} 22.67 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 14.75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8667
 τ_{c1} 2.4

M_{xRd} 178.1 kN m
 σ_c -22.67 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 11.4 ‰
 d 20.5 cm
 x 4.817 x/d 0.235
 δ 0.7337

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-69	105

Aggiunge

Valori Infittisci punti

VERIFICHE A FESSURAZIONE		
Elemento strutturale: SOLETTA		combo: SLE-F
Stato limite di apertura delle fessure		
Sollecitazioni di verifica		
N_{Ed} = sforzo normale		-40.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente		63.0 [kNm]
Calcolo della distanza massima tra le fessure		
$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure		182 [mm]
c = copriferro		35 [mm]
s = interasse barre tese		100 [mm]
ϕ = diametro della barra		19 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra		0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni		0.5
k_3 =		3.4
k_4 =		0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$		0.0506
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$		2765 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$		54655 [mm ²]
b =		1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =		55 [mm]
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura		
$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)		0.00039
$0.6 \sigma_s / E_s =$		0.00039
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata		134.9 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione		3.60 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio		206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo		35547 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}		5.8
k_t = coefficiente di sollecitazione		0.6
Verifica dell'apertura delle fessure		
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure		0.07 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure		0.30 [mm]
		verificato

8.3 Sezione S2

Armatura superiore $\varnothing 20/15 + \varnothing 20/30$

Armatura inferiore $\varnothing 20/15$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.95	4.5
2	20.95	20.5
3	10.46	7.7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -69 kN
 M_{xEd} -86 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C40/50

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} 22.67 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 14.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8667
 τ_{c1} 2.4

M_{xRd} -200.3 kN m

σ_c -22.67 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 10.25 ‰
 d 20.5 cm
 x 5.219 w/d 0.2546
 δ 0.7582

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-69	-86

Aggiunge

Valori Infiltrici punti

RESISTENZA A TAGLIO			
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	250
altezza utile sezione	d	[mm]	205
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	3142
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.015
	k		1.99
	v_{min}	[MPa]	0.63
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0.00
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	42
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	195
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	224
non verificato, inserire armatura specifica a taglio			
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	250
altezza utile sezione	d	[mm]	205
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		6.67
diámetro armature trasversali	\emptyset	[mm]	12
interasse armature trasversali	s	[mm]	150
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	754
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	23.5
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1.0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	403
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	11.8
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	1085
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	403
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	224
			verificato

VERIFICHE A FESSURAZIONE		
Elemento strutturale: SOLETTA	combo: SLE-F	
Stato limite di apertura delle fessure		
Sollecitazioni di verifica		
N_{Ed} = sforzo normale	-40.0 [kN]	
M_{Ed} = momento flettente	53.0 [kNm]	
Calcolo della distanza massima tra le fessure		
$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	177 [mm]	
c = copriferro	35 [mm]	
s = interasse barre tese	100 [mm]	
ϕ = diametro della barra	20 [mm]	
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8	
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5	
k_3 =	3.4	
k_4 =	0.425	
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0590	
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	3142 [mm ²]	
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	53248 [mm ²]	
b =	1000 [mm]	
$h_{c,eff}$ =	53 [mm]	
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura		
$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00030	
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00030	
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	101.3 [MPa]	
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.60 [MPa]	
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]	
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	35547 [MPa]	
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	5.8	
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6	
Verifica dell'apertura delle fessure		
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.05 [mm]	
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]	
	verificato	

8.4 Sezione S3

Armatura superiore $\varnothing 20/15 + \varnothing 20/30$

Armatura inferiore $\varnothing 16/15$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	38

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.95	4.5
2	13.41	33.5
3	10.46	7.7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C40/50
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-80	-282.2

Aggiunge

Valori Infiltrisci punti

RESISTENZA A TAGLIO			
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	380
altezza utile sezione	d	[mm]	335
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	3142
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.009
	k		1.77
	v_{min}	[MPa]	0.53
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0.00
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	42
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	241
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	287
non verificato, inserire armatura specifica a taglio			
Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	380
altezza utile sezione	d	[mm]	335
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		6.67
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	12
interasse armature trasversali	s	[mm]	150
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	754
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	23.5
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1.0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	659
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	11.8
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	1773
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	659
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	287
			verificato

VERIFICHE A FESSURAZIONE		
Elemento strutturale: SOLETTA		combo: SLE-F
Stato limite di apertura delle fessure		
Sollecitazioni di verifica		
N_{Ed} = sforzo normale		0.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente		112.0 [kNm]
Calcolo della distanza massima tra le fessure		
$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure		212 [mm]
c = copriferro		35 [mm]
s = interasse barre tese		100 [mm]
ϕ = diametro della barra		20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra		0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni		0.5
k_3 =		3.4
k_4 =		0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$		0.0367
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$		3142 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$		85710 [mm ²]
b =		1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =		86 [mm]
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura		
$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)		0.00035
$0.6 \sigma_s / E_s =$		0.00035
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata		121.7 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione		3.60 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio		206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo		35547 [MPa]
$\alpha_e =$ rapporto E_s / E_{cm}		5.8
k_t = coefficiente di sollecitazione		0.6
Verifica dell'apertura delle fessure		
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure		0.08 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure		0.30 [mm]
		verificato

8.5 Sezione S4

Armatura tesa Ø20/15

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.95	31

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C40/50	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="22.67"/> N/mm²
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="14.75"/> N/mm²
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.8667"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2.4"/>

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	52	150

Aggiunge

Valori Infiltrisci punti

Nota: le armature derivanti dal calcolo degli effetti locali sono sommate a quelle derivanti dal calcolo degli effetti globali. In particolare l'armatura minima per soddisfare le verifiche locali è $1220\text{mm}^2/\text{m}$, l'armatura minima per le verifiche a taglio-torsione è $3274\text{mm}^2/\text{m}$, da cui $1220+3274 = 4494\text{mm}^2/\text{m} < 6283\text{mm}^2/\text{m}$ presente, costituita da 3 $\varnothing 20/150\text{mm}$.

VERIFICHE A FESSURAZIONE	
Elemento strutturale: PARETE	combo: SLE-F
Stato limite di apertura delle fessure	
Sollecitazioni di verifica	
N_{Ed} = sforzo normale	44.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	92.0 [kNm]
Calcolo della distanza massima tra le fessure	
$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	255 [mm]
c = copriferro	35 [mm]
s = interasse barre tese	150 [mm]
ϕ = diametro della barra	20 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$	0.0250
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	2095 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	83892 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	84 [mm]
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura	
$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00045
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00045
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	153.1 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.60 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	35547 [MPa]
α_e = rapporto E_s/E_{cm}	5.8
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6
Verifica dell'apertura delle fessure	
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.11 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]
	verificato

8.6 SEZIONE S5

Armatura superiore Ø16/15

Armatura inferiore Ø16/15

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	22

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13.41	4.5
2	13.41	17.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed kN
M xEd kNm
M yEd

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1}

M xRd kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

 L_o cm

Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-48	55

VERIFICHE A FESSURAZIONE	
Elemento strutturale: CONTROSOLETTA	combo: SLE-F
Stato limite di apertura delle fessure	
Sollecitazioni di verifica	
N_{Ed} = sforzo normale	-25.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente	35.0 [kNm]
Calcolo della distanza massima tra le fessure	
$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$ = distanza massima tra le fessure	226 [mm]
c = copriferro	35 [mm]
s = interasse barre tese	150 [mm]
ϕ = diametro della barra	16 [mm]
k_1 = coefficiente di aderenza del cls alla barra	0.8
k_2 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	0.5
k_3 =	3.4
k_4 =	0.425
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0.0255
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	1341 [mm ²]
$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$	52628 [mm ²]
b =	1000 [mm]
$h_{c,eff}$ =	53 [mm]
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura	
$\epsilon_{sm} = [\sigma_s - k_t f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff}) / \rho_{eff}] / E_s$ ($\geq 0.6 \sigma_s / E_s$)	0.00053
$0.6 \sigma_s / E_s =$	0.00053
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata	182.9 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione	3.60 [MPa]
E_s = modulo di elasticità normale dell'acciaio	206000 [MPa]
E_{cm} = modulo di elasticità normale del calcestruzzo	35547 [MPa]
α_e = rapporto E_s / E_{cm}	5.8
k_t = coefficiente di sollecitazione	0.6
Verifica dell'apertura delle fessure	
$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.12 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.30 [mm]
verificato	