

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
TRATTO : MONSELICE – PADOVA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

AU – CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI
CAVALCAVIA TIPOLOGICI

OP1 – Tipologia impalcato L=12,00m – luce singola da 38,30m

RELAZIONE DI CALCOLO

<p>IL PROGETTISTA SPECIALISTICO</p> <p>Ing. Lucio Ferretti Torricelli Ord. Ingg. Brescia N.2188 RESPONSABILE STRUTTURE</p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p> <p>Ing. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830</p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO</p> <p>Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI</p>
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

CODICE IDENTIFICATIVO													Ordinatore:			
RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO					RIFERIMENTO ELABORATO				—			
Codice	Commessa	Lotto, Sub-Prog, Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA			Tip.	Disciplina		Progressivo	Rev.	
1	1	1305	0002	P	D	000000	000000	000000	000000	0	S	T	R	140000	00	SCALA: —

	<p>PROJECT MANAGER:</p> <p>Ing. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830</p>	<p>SUPPORTO SPECIALISTICO:</p>	<p>REVISIONE</p> <table border="1"> <tr> <th>n.</th> <th>data</th> </tr> <tr> <td>0</td> <td>SETTEMBRE 2016</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>—</td> </tr> </table>	n.	data	0	SETTEMBRE 2016	1	—	2	—	3	—	4	—
	n.	data													
	0	SETTEMBRE 2016													
	1	—													
	2	—													
3	—														
4	—														
<p>REDATTO:</p> <p>—</p>	<p>VERIFICATO:</p> <p>Ing. R. Stucchi – O.I. Mi n° A28579</p>														

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p> <p>autostrade // per l'italia</p> <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Tosi</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

1.	Introduzione	6
1.1	Descrizione generale dell'opera	6
1.1.1	Impalcato	7
1.1.2	Apparecchiture di vincolo	8
1.1.3	Spalle	8
1.2	Modalità realizzative	9
1.3	Normative di riferimento	10
1.4	Contestualizzazione	10
1.4.1	Condizioni ambientali e classi di esposizione	11
1.4.2	Sismicità	11
1.4.3	Parametri geotecnici	11
1.5	Caratteristiche materiali	11
1.5.1	Tensioni limite e proprietà di riferimento	12
1.5.2	Coefficienti parziali di sicurezza	13
1.6	Software di calcolo	14
1.7	Convenzioni generali	15
2.	Impostazioni delle analisi e delle verifiche	17
2.1	Analisi della struttura composta (impalcato)	17
2.1.1	Fasi	17
2.1.2	Coefficienti di omogeneizzazione	18
2.1.3	Modellazione/idealizzazione della struttura	19
2.1.4	Sintesi step di analisi	20
2.2	Analisi sismica	21
2.3	Dati generali delle sezioni di impalcato (travi e traversi)	21
2.3.1	Larghezze collaboranti di soletta	22
2.3.2	Armature longitudinali	23
2.3.3	Stiffeners d'anima	23
2.3.4	Proprietà geometrico-statiche sezioni di impalcato	24
2.4	Sezioni di verifica	26
2.5	Stato fessurativo della soletta	26
2.6	Verifiche eseguite	26
2.6.1	Verifiche sezioni impalcato	27
2.6.2	Verifica spalle	27
3.	Analisi dei carichi	28
3.1	Carichi agenti in fase 1	28
3.1.1	Pesi propri acciaio (G_{k1}')	28
3.1.2	Peso proprio coppelle (G_{k1}'')	28
3.1.3	Peso proprio soletta (G_{k1}''')	28
3.2	Carichi agenti in fase 2a - 2b	29

3.2.1	Sovraccarichi permanenti (G_{k2})	29
3.2.2	Reologia calcestruzzo ($G_{sh,k}$)	29
3.3	Carichi agenti in fase 3	30
3.3.1	Variazioni termiche (T_k)	30
3.3.2	Carichi mobili (Q_k)	32
3.3.3	Azioni di frenatura (Q_{fk})	37
3.3.4	Azione del vento ($F_{w,k}$)	37
3.4	Azioni sismiche (E_d)	39
4.	Combinazioni di carico	42
5.	Analisi strutturale impalcato	45
5.1	Generalità	45
5.2	Report sollecitazioni trave esterna	46
6.	Deformazioni e controfrecce	48
6.1	Deformazioni massime	48
6.2	Controfrecce	52
7.	Verifiche travi	53
7.1	Generalità	53
7.2	S.L.U. - resistenza delle sezioni	53
7.2.1	Riepilogo coefficienti di sfruttamento	55
7.2.2	Esempio esteso di verifica	58
7.3	S.L.E. - limitazione delle tensioni	58
7.3.1	Riepilogo coefficienti di sfruttamento	58
7.4	S.L.E. - "web breathing"	59
7.4.1	Riepilogo coefficienti di sfruttamento w.b.	60
7.5	Verifica connessione trave soletta	60
7.5.1	Generalità	60
7.5.2	Caratteristiche piolatura corrente	64
7.5.3	Detailing	64
7.5.4	Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E.	66
7.5.5	Verifica plastica S.L.U.	67
7.6	Verifiche a fatica	69
7.6.1	Generalità	69
7.6.2	Coefficienti λ	70
7.6.3	Amplificazione dinamica	74
7.6.4	Dettagli e Coefficienti di sicurezza	74
7.6.5	Sintesi verifiche	75
7.7	Dimensionamento saldature di composizione	77
8.	Fessurazione soletta in c.a. in direzione longitudinale	79
8.1	Metodologia di verifica	79

8.2 Sintesi dei risultati	80
9. Verifica irrigidenti	81
9.1 Irrigidenti intermedi	82
9.1.1 Stabilità flesso torsionale	82
9.1.2 Rigidezza flessionale	82
9.1.3 Verifica di resistenza	83
9.2 Irrigidenti d'appoggio	86
9.2.1 Stabilità flesso torsionale	86
9.2.2 Rigidezza flessionale	86
9.2.3 Verifica di resistenza	87
10. Verifica traversi	89
10.1 Traversi principali di spalla	89
10.1.1 Calcolo sollecitazioni	89
10.1.2 Verifica diagonali	92
10.1.3 Verifica corrente inferiore	93
10.1.4 Verifica collegamenti	94
10.2 Traversi secondari	94
10.2.1 Calcolo sollecitazioni insistenti nei traversi	95
10.2.2 Verifica diagonali	97
10.2.3 Verifica corrente inferiore	98
10.2.4 Verifica collegamenti	99
11. Verifica controventatura inferiore	100
11.1.1 Calcolo sollecitazioni insistenti nei diagonali	100
11.1.2 Verifica diagonali	102
11.1.3 Verifica collegamenti	104
12. Verifica coppella	105
13. Verifica soletta	110
13.1 Verifica in fase di esercizio	110
13.1.1 Generalità	110
13.1.2 Carichi e combinazioni di carico	110
13.2 Sollecitazioni	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.3 Verifiche in direzione trasversale	Errore. Il segnalibro non è definito.
13.4 Quadro deformativo locale	Errore. Il segnalibro non è definito.
14. Isolatori sismici e escursione giunti	122
15. Verifica spalla	123
15.1 Sollecitazioni massime e minime per i singoli elementi strutturali	125
15.2 Verifica elementi strutturali	128
15.2.1 Verifica paraghiaia	128

15.2.2	Verifica setto di elevazione o paramento	130
15.2.3	Verifica del cordolo di fondazione	132
16.	Pali di fondazione	134
16.1	Verifica dei pali di fondazione	134
16.1.1	Sollecitazioni di verifica	134
16.1.2	Pali di fondazione delle spalle	137
Allegato 1	Esempio esteso di verifica in PontiEC4	Errore. Il segnalibro non è definito.

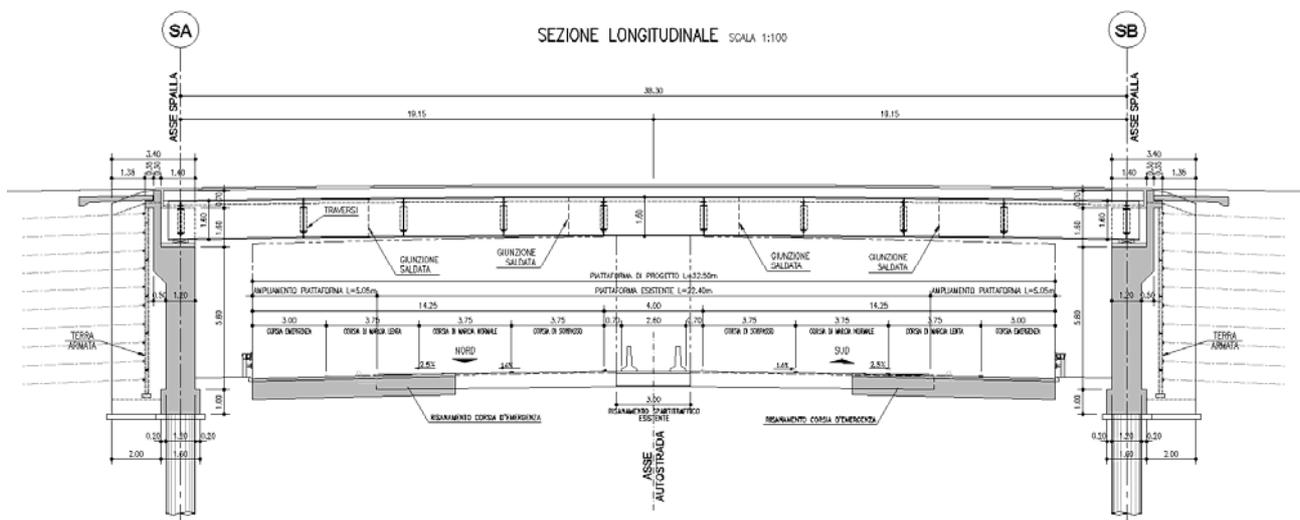
1. Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici relativi alla proposta tipologica di cavalcavia in acciaio calcestruzzo a campata singola semplicemente appoggiato.

1.1 Descrizione generale dell'opera

Lo schema statico adottato è quello di travi semplicemente appoggiate in corrispondenza delle spalle. L'impalcato è composto da due cassoncini torsio-rigidi ciascuno realizzato con due travi ad altezza costante connesse fra loro mediante traversi reticolari verticali a K e da un adeguato controvento orizzontale di torsione. Le travi principali verranno realizzate mediante assemblaggio a piè d'opera di conchi metallici, di lunghezza non superiore a 13.50 m. Il collegamento dei singoli conchi verrà realizzato mediante saldature a piena penetrazione, da effettuarsi in cantiere. Per la realizzazione del getto, si prevede l'adozione di coppelle metalliche aventi funzione di cassero a perdere, premontate prima del sollevamento in opera della travata.

La struttura di spalla viene realizzata mediante un setto in c.a. installato su di un llineamento di pali di grande diametro, disposti ravvicinati. Il piano appoggi è protetto a tergo da un paraghiaia, in sommità al quale viene installata la soletta di transizione, atta a garantire la continuità con il rilevato di tergo spalla. Allo scopo di minimizzare l'influenza dei significativi cedimenti verticali attesi per effetto della realizzazione/ampliamento del rilevato, esso verrà mantenuto completamente indipendente dal corpo spalla, mediante l'adozione di sistemi di ritenuta orizzontale tipo "terra armata", in grado di isolare la spalla dal rilevato di tergo. A favore di sicurezza, la paratia che compone la spalla verrà comunque calcolata considerando le spinta orizzontali del terreno insistenti sulla parte sommitale del paraghiaia. La continuità del piano viabile tra spalla e rilevato è assicurata da una soletta di transizione in c.a., alloggiata su di una opportuna mensola ricavata a tergo del paraghiaia. Mediante tale soluzione è quindi possibile compensare l'evoluzione di cedimenti verticali anche di rilevante entità, procedendo ad opportune ricariche del piano stradale sul rilevato, senza intervenire sulle strutture portanti in c.a. A completamento della struttura di spalla, vengono realizzati dei muri d'ala laterali, incastrati nel setto principale, dello spessore di 20 cm e lunghezza 2.30 m, aventi la sola funzione di chiusura e protezione del vano vuoto ubicato a tergo spalla.

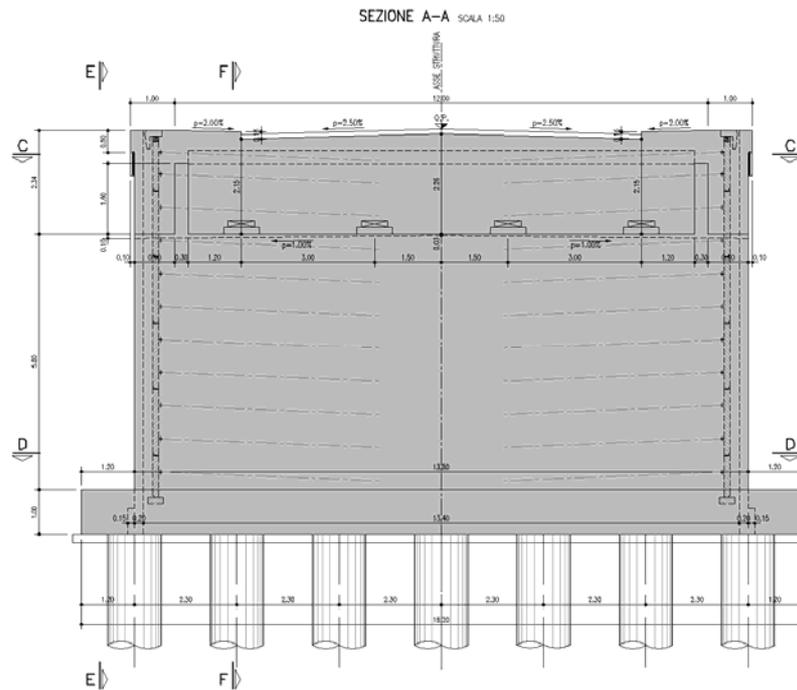


Profilo longitudinale.

1.1.1 Impalcato

La scheda identificativa recante i dati sintetici dell'opera è di seguito riportata, unitamente agli schemi grafici recanti sezione trasversale e longitudinale della struttura.

Sovrastruttura	
Materiale	
	Acciaio/cls
Tipologia	
	Bicassone torsio-rigido
Schema statico	
	Ponte semplicemente appoggiato
Luci	
	38.3 m
Travi principali	
Tipo	"I", in composizione saldata
Numero travi principali	4
Interasse trasversale travi	3.00 m
Altezza	1.6 m
Stiffeners verticali	piatto 260X25 mm
Rib longitudinali	non presenti
Traversi principali	
	non presenti
Traversi intermedi	
Tipo	"I", in composizione saldata
Interasse longitudinale	4.05 m (tipico)
Corrente inferiore	2L 120x12
Corrente superiore	2L 100x8
Diagonali	2L 120x12
Controventi orizzontali	
Tipo	crociera di angolari (2L 130x12)
Funzione	formire rigidità torsionale
Giunzioni travi principali	
	Saldate
Giunzioni traversi	
	Bulloni attrito categoria "B"
Soletta	
Tipo	piastra c.a. su predalla collaborante
Spessore tot.	0.306
Larghezza	12 m
Sbalzo max	1.5 m
Piano viabile	9 m
Marcia piede sx	1.5 m
Marcia piede dx	1.5 m
Spessore marcia piede	0.16 m
Predalla	4 mm
Connessione trave soletta	
Tipo	pioli Nelson
Ripristino	completo



Sezione trasversale della spalla

1.1.2 Apparecchiature di vincolo

Lo schema di vincolo prevede la predisposizione di appoggi in elastomero armato ad alto smorzamento, mediante il quale è possibile ottenere un favorevole disaccoppiamento del moto tra sottostrutture e sovrastruttura e la conseguente limitazione del quadro tensionale in fase sismica.

Le apparecchiature prescelte presentano le seguenti caratteristiche identificative:

rigidezza (*): 4.5kN/mm

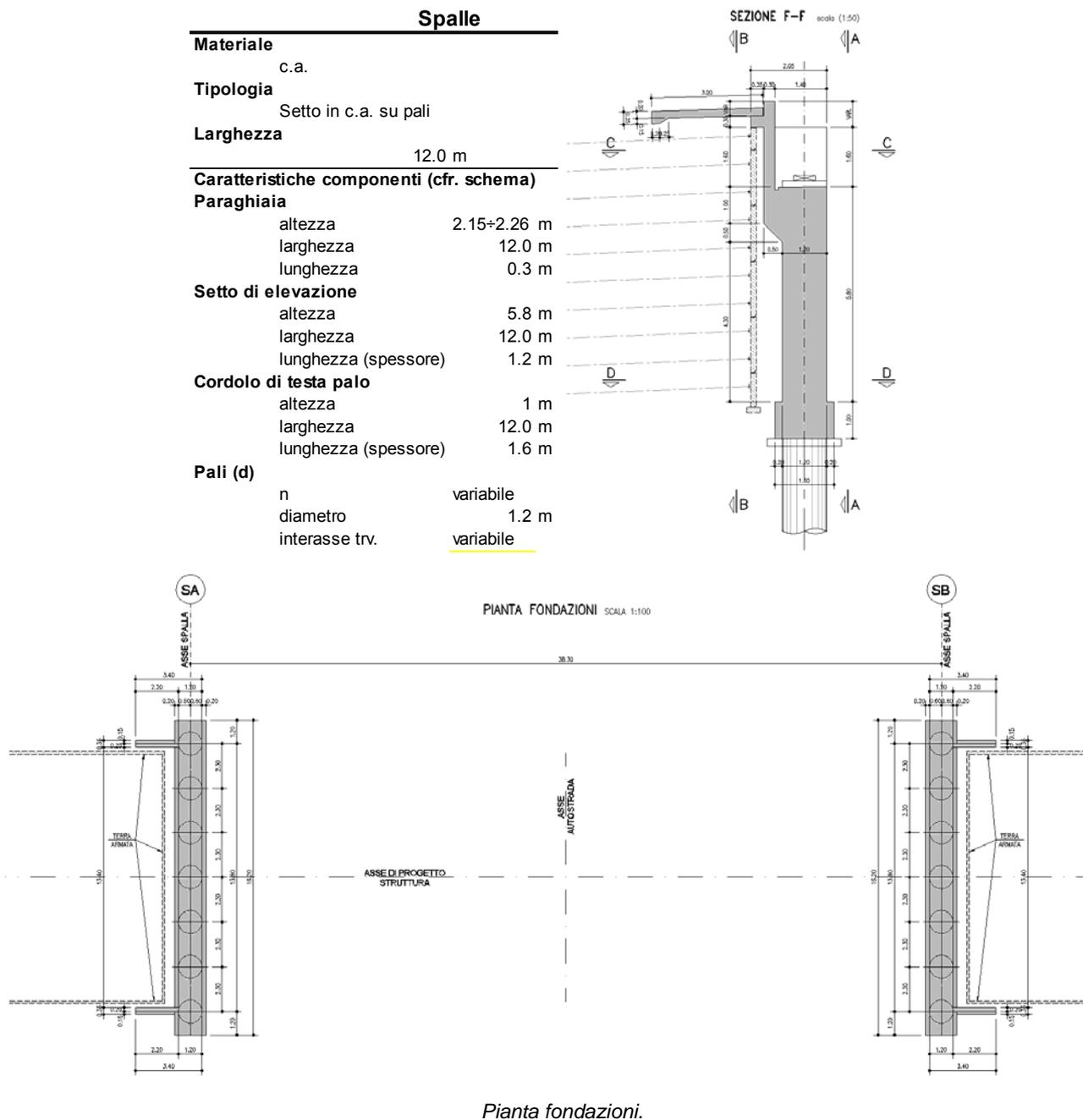
smorzamento: 10%

Valore riferito alla condizione di massimo spostamento

Per quanto riguarda la portata e le massime deformazioni, si rimanda al prosieguo della presente relazione.

1.1.3 Spalle

Le caratteristiche identificative delle spalle sono riportate nella scheda seguente, da riferirsi alle figure esplicative allegate.



1.2 Modalità realizzative

Le fasi realizzative vengono indicate di seguito:

- Realizzazione palificate;
- Realizzazione della spalla (cordolo di testa palo, setto di elevazione e paraghiaia);
- Assemblaggio e posa delle travate su appositi appoggi antisismici;
- Getto della soletta d'impalcato, adottando coppelle metalliche premontate sulle travate principali, ed aventi funzione di cassero a perdere; il getto verrà effettuato a partire dalla zona di centro campata, proseguendo alternativamente verso le due spalle;
- Realizzazione terre armate e rilevato;
- Completamento dell'opera mediante posa delle finiture d'impalcato.

1.3 Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC-08) e da quella europea (Eurocodici, EN). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi *National Application Documents* (NAD's), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio:

- D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-08")
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008
- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento
- UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio
- UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
- UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1090 - 1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
- UNI EN 1090 - 2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

1.4 Contestualizzazione

Le opere della presente tipologia vengono realizzate nell'ambito dell'intervento di ampliamento alla terza corsia, Autostrada A13 – Padova Sud – Monselice.

Nei punti seguenti vengono richiamati i temi che, in maniera più o meno significativa, necessitano di una opportuna contestualizzazione.

La particolare ubicazione delle opere richiede l'opportuna contestualizzazione dei seguenti parametri, la cui influenza è esposta dettagliatamente nei capitoli a seguire.

1.4.1 Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

$$T_{\min} = -11 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Per l'umidità ambientale si assume:

$$\text{RH} = 80 \%$$

Per quanto riguarda le classi di esposizione, si prevede l'alternarsi di cicli di gelo/disgelo, in presenza di agenti disgelanti, per cui, applicheranno le seguenti classi di esposizione:

soletta:	XF4
elevazione spalla:	XF2
cordoli spalla:	XF4
fondazione:	XC2
pali:	XC2

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, anche i criteri previsti dalla vigente Normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

1.4.2 Sismicità

L'opera viene dimensionata con riferimento ai seguenti parametri caratteristici:

Vita nominale:	50 anni
Classe d'uso:	IV \rightarrow Cu = 2.0
Vita di riferimento:	100 anni
ag:	0.08 g \cong 0.78 m/s ²
cat. topografica:	T1
suolo:	tipo D

1.4.3 Parametri geotecnici

Per quanto riguarda l'inquadramento di dettaglio relativo alle caratteristiche geotecniche dei terreni ricadenti nella tratta di impiego della presente tipologia si rimanda alla relazione geotecnica.

1.5 Caratteristiche materiali

Vengono di seguito elencati i materiali impiegati per la realizzazione dell'opera, unitamente ai rispettivi parametri di riferimento.

1.5.1 Tensioni limite e proprietà di riferimento

Carpenteria metallica

Tipo e grado (*)			
S355	JO	J3	t ≤ 20 mm
S355	J2	G3	20 < t ≤ 40 mm
S355	K2	G3	40 < t ≤ 65 mm
S355	JO		el. non saldati, profili, piastre
Tensioni di riferimento (f _y)			
t ≤ 40 mm			355.00 Mpa
t > 40 mm			335.00 Mpa
riferimenti:			
			NTC 08 tab. 11.3.IX
			EN 10025-1
			EN 10025-2
Caratteristiche			
E _s			210000.00 Modulo di Young
ν			0.30 Coefficiente di Poisson
G _s			80769.00 Mod. el. Tangenziale

riferimenti:

NTC 08 tab. 11.3.IX
EN 1993-1-10 2.3.2(1)
EN 10025-1
EN 10025-2

(*) Valutazione grado acciaio secondo EN 1993-1-10 tab. 2.1

Ipotesi:

° T_r, ° T_s, ° T_r, ° T_s, ° T_{cf} = 0T_{ed} = T_{md} = -15 °C° E_d = 0.75 f_y(t)

Connettori a piolo (tipo Nelson)

Tipo e grado		
S235	J2	G3
Tensioni di riferimento		
f _{yk}	350.00 Mpa	Snervamento
f _u	450.00 Mpa	rottura a trazione

riferimenti:

EN 13918

Giunzioni bullonate (sistema HRC)

Tipo e classe	
viti	cl. 10.9
Dadi	cl. 8
Rosette	Acc. C50
cl. Sup.	B
Tensioni di riferimento	
f _{yb}	900.00
f _{ub}	1000.00

riferimenti:

NTC 08 tab. 11.3.XII
EN 1993-1-8 3.1.1(3)
EN 14399
EN 1090-2

Calcestruzzo

elemento	classe	f _{ck}	R _{bk}	f _{cm}	f _{ctm}	E _{cm}
soletta	C35/45	35	45	43.00	3.21	34000.00
spalla	C28/35	28	35	36.00	2.77	32000.00
pali	C28/35	28	35	36.00	2.77	32000.00

riferimenti:

EN 206
NTC-08 cap. 11.2.10
EN 1992-1-1 3.1.2. tab. 3.1

Acciaio in barre per c.a.

tipo	B450C	
f_{yk}	450.00 Mpa	snervamento
f_{tk}	540.00 Mpa	rottura a trazione
E_s	210000.00 Mpa	modulo di Young

riferimenti:

NTC-08 cap. 11.3
 EN 1992-1-1 cap. 3.2 + ann. C
 EN 1994-2 cap. 3.2(2)

1.5.2 Coefficienti parziali di sicurezza

Relativamente ai coefficienti parziali dei materiali si fa riferimento, nell'ambito delle rispettive verifiche, a quanto contenuto in tabella.

Coefficienti di sicurezza materiali**Carpenteria metallica**

γ_{mo}	1.05 verifiche S.L.U. - resistenza
γ_{m1}	1.10 verifiche S.L.U. - buckling
γ_{m2}	1.25 verifiche S.L.U. - frattura in trazione
$\gamma_{m,ser}$	1.00 verifiche S.L.E. - limitazione delle tensioni
γ_f	1.00 verifiche S.L. fatica
γ_{mf}	1.35 non fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.V
 EN 1993-1-1 6.1.(1) + N.A.D.
 EN 1993-2
 EN 1993-1-9 cap. 3.(8) - cap. 8.

Piolature

γ_w	1.25 verifiche S.L.U. - resistenza
k_s	0.60 verifiche S.L.E.
γ_{mf}	1.15 fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1994-2 cap. 6.6.3.1.(1)

Bullonature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
γ_{m3}	1.25 scorrimento S.L.U. (bull. Cat. C)
$\gamma_{m3,ser}$	1.10 scorrimento S.L.E. (bull. Cat. B)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.XI
 EN 1993-1-8 2.2.(2) + N.A.D.
 EN 1090-2

Saldature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
γ_w	0.90 correlation factor (cord. Angolo)

riferimenti:

NTC 08 4.2.8.2.4
 EN 1993-1-8 4.5.3.2.(4) + N.A.D.
 EN 1090-2

Calcestruzzo

γ_{cc}	0.85 carichi di lunga durata (quando rilevante)
γ_c	1.50 S.L.U.

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.1
 NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1992-1-1 2.4.2.4

Acciaio in barre

γ_s	1.15 resistenza S.L.U.
------------	------------------------

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.3
 NTC 08 cap. 4.3.3

1.6 Software di calcolo

Per l'analisi strutturale dell'impalcato si adotta il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato "**LUSAS (vers. 14.5)**", fornito da F.E.A. Ltd. (U.K.) su piattaforma windows XP. Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base e all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti.

Per le verifiche delle sezioni in acciaio calcestruzzo si adotta il programma "**Ponti EC4**" sviluppato da Alhambra S.r.l. Il programma opera sulla base di un database di sezioni opportunamente sincronizzato con quello del sistema ad elementi finiti, ed effettua le verifiche di resistenza e di stabilità locale di membrature in acciaio ed acciaio-clt sulla base dei criteri contenuti negli Eurocodici di riferimento (EN 1993, EN 1994), e in osservanza a quanto previsto da NTC-08.

In particolare, la procedura opera, per ciascuna sezione, le seguenti verifiche:

- calcolo proprietà geometrico - statiche delle sezioni nelle varie fasi considerate

S.L.U. :

- identificazione delle sezioni, consistente nella preclassificazione dei singoli componenti, e nella classificazione effettiva, effettuata sulla base di ciascuna combinazione di carico.
- verifica per tensioni normali (interazione N/M):
 - sezioni cl. 1 e 2: analisi e verifica plastica di ciascuna sezione e deduzione del rapporto di sfruttamento plastico;
 - sezioni classe 3: analisi tensionale elastica su sezione lorda con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico;
 - sezioni classe 4: analisi tensionale elastica su sezione efficace con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico;
- verifica a taglio (V)
 - calcolo taglio resistente plastico $V_{pl,Rd}$ / verifica *shear buckling*, con calcolo taglio resistente $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$.
- verifica interazione pressoflessione - taglio (N-M-V)
 - deduzione del rapporto di sfruttamento finale della sezione
- verifica rapporto v_{Ed}/v_{Rd} piolature (sezioni con rapporto di sfruttamento plastico a flessione ≤ 1 ;
- calcolo plastico piolature (sezioni con rapporto di sfruttamento plastico a flessione > 1).

S.L.E. :

- verifica elastica S.L. delle tensioni in esercizio
- verifica *Web Breathing*
- fessurazione soletta
- verifica elastica piolature

Fatica:

- verifica, con il metodo dei coefficienti λ , per preselezionate categorie di dettaglio;
- verifica, con il metodo dei coefficienti λ , della connessione travi/soletta

Nella presente relazione vengono riportati i risultati salienti.

Per le verifiche delle spalle ed in particolare delle sezioni in cemento armato si ricorre al programma “**RC-SEC**” sviluppato da Geostru Software S.a.s., in grado di effettuare verifiche sia tensionali che a rottura.

1.7 Convenzioni generali

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie orme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze:	m
forze - coppie:	kN
tensioni:	MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno si considerano, in generale, positive le trazioni. Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

In generale, per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

F_x	azione assiale
F_y	azione tagliante agente nel piano orizzontale
F_z	azione tagliante agente nel piano verticale
M_x	momento torcente
M_y	momento flettente agente nel piano verticale
M_z	momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche F_x , F_z , M_x , M_y , dal momento che risultano non significativi i contributi F_y ed M_z .

In particolare, per le sollecitazioni verrà impiegata anche la seguente notazione alternativa:

M (M_f)	in luogo di M_y
V	in luogo di F_z
T	in luogo di M_x

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

- POSITIVE: se le fibre tese sono rivolte all'estradosso trave
- NEGATIVE: se le fibre tese sono rivolte all'intradosso trave

Ulteriori convenzioni specifiche relative alla paratia verranno indicate di volta in volta.

2. Impostazioni delle analisi e delle verifiche

2.1 Analisi della struttura composta (impalcato)

La struttura composta acciaio-calcestruzzo verrà analizzata secondo il metodo classico adottato per questi tipi di strutture, che prevede il calcolo delle caratteristiche geometrico-statiche delle varie sezioni sulla base di una sezione equivalente, in cui la porzione in calcestruzzo viene "omogeneizzata" ad acciaio in funzione del rapporto $E_s/E_{c(t)}$, essendo $E_{c(t)}$ il modulo elastico del calcestruzzo valutato in funzione del tipo di carico applicato, tenendo conto, ove opportuno, dei fenomeni a lungo termine.

Viene pertanto effettuata l'analisi separata e conseguente sovrapposizione dei quadri tensionali afferenti alle varie "fasi" attraversate dalla struttura, ciascuna delle quali si differenzia dalle altre per lo schema statico di analisi e/o per la proprietà delle sezioni.

2.1.1 Fasi

Le varie verifiche vengono effettuate con riferimento alla condizione di lungo termine (analisi "long term"), che si rivela essere la più gravosa in particolare per gli elementi in acciaio delle travi principali.

Vengono prese in esame pertanto le seguenti fasi:

- fase 1: assenza soletta (fase iniziale).
- fase 2a: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi permanenti (di intensità costante nel tempo) applicati ad istante t_1 dal getto.
- fase 2b: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per carichi applicati ad istante t_1 immediatamente dopo il getto ed aventi sviluppo nel tempo parallelo a quello dei fenomeni differiti (ritiro, cedimenti vincolari "lenti");
- fase 2c: presenza della soletta, con modulo elastico a lungo termine, valutato per coazioni e/o cedimenti vincolari permanenti (di intensità costante nel tempo) imposti all'istante t_1 dal getto.
- fase 3: presenza della soletta, con modulo elastico valutato a breve termine.
- fase "cracked": soletta fessurata (conteggio delle sole armature longitudinali presenti in soletta).

Per il caso in esame non è prevista l'applicazione di coazioni imposte, pertanto la "fase 2c" non verrà considerata.

La soletta verrà considerata "cracked" al superamento del doppio della resistenza a trazione media f_{ctm} del conglomerato, sotto l'azione della combinazione di carico S.L.E. caratteristica.

La tabella seguente riporta, fase per fase, i vari contributi di carico considerati per l'opera in esame.

analisi long term				
fase	carico	sigla	sezione resistente	stato connessione
1	peso proprio elementi in acciaio	G_{k1}'	sezione metallica	non attiva
	peso proprio coppelle	G_{k1}''	sezione metallica	
	peso proprio getto soletta in c.a.	G_{k1}'''	sezione metallica	
2a	carichi permanenti portati	G_{k2}	sez. omog. con $n=n_L$ perm.	attiva
	effetto scavo/reinterro spalla	$G_{k,earth}$		
2b	ritiro	$G_{sh,k}$	sez. omog. con $n=n_L$ ritiro	attiva
	cedimenti vincolari	$G_{settl,k}$		
3	Variazioni termiche uniformi	$T_{k,N}$	sez. omog. con $n=n_0$	attiva
	Variazioni termiche lineari	$T_{k,M}$		
	Azione del vento	$F_{w,k}$		
	Attrito agli appoggi	$Q_{fr,k}$		
	Carchi mobili gr. i (*)	Q_k		

(*)Azione multicomponente

La configurazione dettagliata dell'azione multicomponente Q_k è indicata nel seguito della relazione.

2.1.2 Coefficienti di omogeneizzazione

La valutazione dei coefficienti di viscosità finale, propedeutica alla valutazione dei coefficienti di omogeneizzazione, viene effettuata secondo i criteri contenuti nell'annex B della EN 1992-1-1 a partire dai seguenti dati di base:

RH = 80 %	umidità relativa dell'atmosfera
$f_{cm} = 35.0$ MPa	resistenza cil. media del calcestruzzo
Tipo cemento:	N
$A_c = 3672000$ mm ²	area getto soletta calcestruzzo (escl. coppella)
$u = 12000 + 2 \cdot 306 + 2 \cdot 1\,500 = 15612$ mm	lato inferiore + 2 bordi laterali + 2 sup. marciapiedi.
$h_0 = 2 \cdot A_c / u = 470.41$ mm	spessore fittizio soletta

Ai fini della valutazione degli effetti del ritiro e dei cedimenti lenti ($t_{01} = 1$ gg, $t_{\infty} = 25550.0$ gg) si ha pertanto:

$t_{01} = 1$ gg	per gli effetti dei carichi da ritiro e cedimento lento (cfr. EN 1994-2-cap. 5.4.2.2.(4))
$t_{02} = 30$ gg	per gli effetti dei sovraccarichi permanenti
$t_{\infty} = 25\,550$ gg	

La valutazione dei coefficienti di omogeneizzazione da assegnarsi alla soletta nelle varie fasi di vita indicate al punto precedente viene effettuata secondo i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 5.4.2.1..

Il calcolo dei vari valori di n_{Li} (coefficiente di omogeneizzazione per carico di lunga durata, nella fase "i"), viene effettuato sulla base di:

$$n_{Li} = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t) \quad \text{cfr. eq. 5.6 in EN 1994-2 5.4.2.2.(1)}$$

in cui:

$$n_0 = E_s / E_{cm(0)} (G_s / G_{c(0)}) \quad \text{coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata}$$

$\psi_L =$ "creep multiplier" avente valore variabile in funzione del tipo di carico, ovvero (cfr. EN 1994-2 5.4.2.2.(2)):

$\psi_L = 1.10$	per i carichi permanenti
$\psi_L = 1.50$	per i cedimenti vincolari istantanei e deformazioni imposte
$\psi_L = 0.55$	per l'azione del ritiro e cedimenti lenti

La tabella seguente riporta i coefficienti di viscosità calcolati, unitamente ai parametri intermedi necessari al calcolo. La colonna di destra riporta il riferimento alle formule adottate, tratte dall'annex B della EN 1992-1-1.

Valutazione coefficienti di viscosità (annex B EN 1992-1-1)

α_1	0.866			B.8c	
α_2	0.960			B.8c	
α_3	0.902			B.8c	
α	0			B.9	
$\beta(f_{cm})$	2.56			B.4	
β_h	1269.57			B.8a / B.8b	
φ_{RH}	1.169			B.3a / B.3b	
		t_{01}	t_{02}	t_{03}	
t_{0i}		30	1	50	
$t_{0i,mod}$		30	1	50	B.5
$\beta(t_0)$		0.482	0.909	0.437	B.2
φ_0		1.444	2.723	1.310	B.2
$\varphi(t_0, t_\infty)$		1.423	2.684	1.291	B.1

La tabella seguente riepiloga, per le fasi considerate, i coefficienti di omogeneizzazione adottati rispettivamente per il modulo elastico e per il modulo di deformabilità tangenziale nelle varie fasi considerate. Per uniformità con gli indici adottati nel prosieguo della relazione, il coefficiente di omogeneizzazione di base n_0 viene indicato con n_3 (il pedice indica il nome della fase cui si riferisce).

	Coefficienti di omogeneizzazione		
	mE	mG	$E_{cm(t)}$
n_1	0.00	0.00	0.00
n_{2a}	15.81	14.59	13282.30
n_{2b}	15.26	14.09	13761.94
n_{2c}	18.10	28.59	11604.12
n_3	6.16	5.69	34077.15

2.1.3 Modellazione/idealizzazione della struttura

Le analisi condotte considerano tre differenti sottosistemi: impalcato, spalla e pali di fondazione.

Il sistema-impalcato, detto "sistema 1", è schematizzato da 2 cassoncini torsio-rigidi semplicemente appoggiati su 4 appoggi per spalla. I gradi di libertà di questi appoggi riguardano la rotazione, mentre per le traslazioni nelle due direzioni del piano fornisce una rigidezza che deve essere opportunamente calibrata. Ciò consente di assorbire e trasmettere alle sottostrutture le sollecitazioni orizzontali sia di natura statica sia sismica. L'impalcato verrà modellato mediante un sistema composto da una coppia di elementi monodimensionali torsiorigidi, orditi in asse a ciascun cassoncino, trasversalmente collegati dagli elementi di soletta.

Il sistema-spalla, detto "sistema 2", viene modellato ed analizzato in maniera completamente separata, considerando le azioni derivanti dall'impalcato ed agenti in corrispondenza degli appoggi con l'effettiva eccentricità, nonché i pesi propri della spalla stessa, ed i sovraccarichi agenti a tergo. A favore di sicurezza, si considereranno inoltre le spinte derivanti dal terreno e agenti sul paraghiaia, anche se la soluzione

adottata prevede l'adozione di un sistema di terre armate interno alla struttura del corpo spalla che assolve il compito di assorbire le pressioni del terreno contenuto.

Per l'analisi delle palificate, detto "sistema 3", si rimanda alla relazione geotecnica.

Pertanto, con riferimento alle procedure di calcolo in uso, il sistema 1 (impalcato) verrà studiato in maniera a sé stante, mediante un modello elastico lineare ad elementi finiti a grigliato elaborato con il programma *LUSAS – rel. 14.5*, vincolando le estremità delle travi mediante "joint" in grado di riprodurre gli effettivi gradi di vincolo degli appoggi previsti.

Parallelamente, il sistema 2 (spalla) viene studiato in maniera a sé stante elaborando un opportuno foglio elettronico mediante "Excel" in cui vengono dedotte le sollecitazioni massime agenti sulle sezioni principali della struttura:

- sezione 1: spiccato parte superiore paraghiaia;
- sezione 2: spiccato paramento;
- sezione 3: spiccato fondazione.

2.1.4 Sintesi step di analisi

Di seguito si espongono i passi principali della metodologia di analisi seguita.

a) Sollecitazioni lungo l'impalcato e verifiche

L'analisi strutturale dell'impalcato viene eseguita tramite la sovrapposizione degli effetti delle sollecitazioni derivanti diversi steps di costruzione e vita dell'opera. L'impalcato si considera appoggiato su isolatori sismici.

Dapprima si considera l'impalcato atto a simulare la fase di posa delle travi metalliche e del getto della soletta. Le caratteristiche sezionali sono quelle relative alla fase 1 (presenza di sole travi metalliche)

- fase 1: per lo studio dei carichi propri delle travi metalliche e del getto della soletta.

Quindi si passa a considerare l'impalcato atto a modellare il comportamento della struttura sotto l'azione di tutti i carichi di tipo "gravitazionale". Le caratteristiche sezionali impiegate sono le seguenti:

- fase 2a: per lo studio dei carichi permanenti portati.
- fase 2b: per lo studio degli effetti iperstatici del ritiro (effetti secondari) e dei cedimenti vincolari.
- fase 3: per lo studio degli effetti dei carichi variabili (traffico, temperatura) e dei permanenti portati.

Quanto indicato ai punti precedenti è sintetizzato nelle figure e nella tabella seguenti.

carico	fase	
G_{k1}^h : carichi di peso proprio	1	permanenti
G_{k2} : sovraccarichi di finitura	2a	
$G_{k,sett.}$: - cedimenti vincolari	2b	
$g_{sh,k}$ I - effetti secondari del ritiro	2b	
$g_{sh,k}$ II - effetti primari del ritiro	2b	
Q_k , gr. 1	3	variabili
T_k : - involucro comb. termica	3	

b) Sollecitazioni lungo la spalla e verifiche

Viene ricostruito l'andamento delle sollecitazioni lungo la spalla necessario alle verifiche geotecniche ed alle verifiche strutturali del corpo spalla.

Tale andamento viene ricavato mediante un foglio di calcolo ad hoc. In esso viene costruito il modello della spalla e applicate in testa le sollecitazioni rilevate in corrispondenza delle connessioni dell'impalcato dedotte dall'analisi a grigliato. Si procederà implementando, nell'ambito di ciascuno S.L. in esame, le caratteristiche di sollecitazione derivanti dalle opportune combinazioni delle azioni elementari.

2.2 Analisi sismica

Essendo poco significativa l'influenza delle azioni sismiche sulla struttura di impalcato; l'analisi si focalizza essenzialmente sul quadro tensionale insistente sulle sottostrutture.

Ai fini dell'analisi sismica, si terrà conto dei seguenti contributi di carico:

- carichi quasi permanenti: $G_k + 0.5 T_k$
- azione sismica (sovraspinta terreno) agente sul corpo spalla
- azioni inerziali, concordi con il verso dell'azione sismica, agenti su masse impalcato e masse sottostrutture.

Per quanto riguarda lo S.L. sismico, si fa riferimento a:

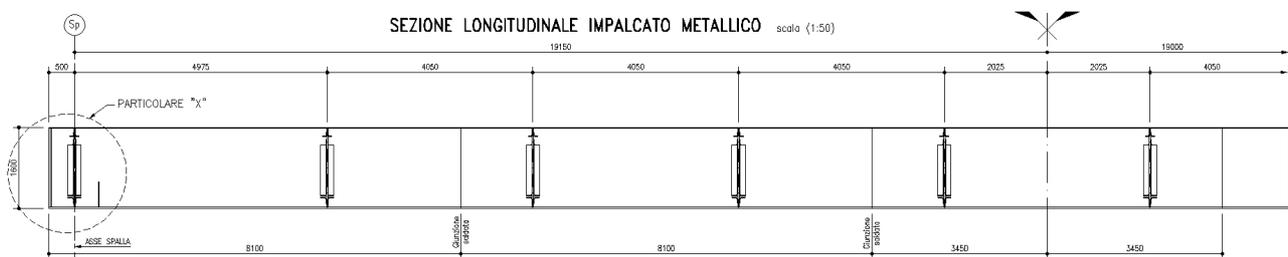
SLC: per il dimensionamento delle apparecchiature di vincolo

SLV: per la verifica slu degli elementi strutturali e del varco giunti.

SLD: per il dimensionamento delle escursioni dei giunti (per i quali si ammette il danneggiamento allo SLV)

2.3 Dati generali delle sezioni di impalcato (travi e traversi)

Le travi principali presentano un'altezza costante come indicato dallo schema seguente.



Ciascuna delle quattro travi è suddivisa in complessivi 3 conci raggruppati in tre tipologie principali, indicate, nel prosieguo come A, B e C, ed aventi rispettivamente lunghezza pari a:

conci A: 8.10 m

conci B: 8.10 m

conci C: 6.90 m

I traversi vengono realizzati mediante profili ad "L" accoppiati mediante imbottiture bullonate, collegati mediante giunzioni bullonate agli irrigidimenti verticali d'anima. Essi sono di tipo reticolare a "K" e si compongono di correnti superiori, inferiori e diagonali ciascuno realizzato con 2 profili a "L" di dimensioni indicate nel §1.1.1.

Per i piatti componenti le travate metalliche si prevede l'impiego di lamiere di spessore massimo pari a 70.0 mm.

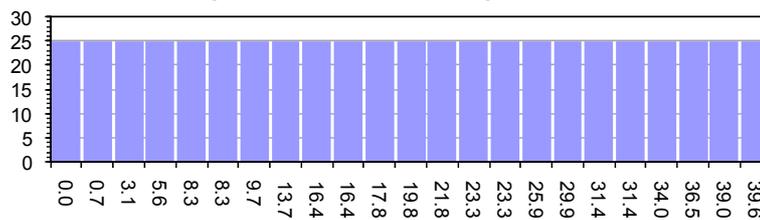
Le tabelle seguenti riportano le caratteristiche dimensionali distintive dei vari conci di trave. Si indicano rispettivamente con il pedice _sez1 e _sez2 rispettivamente i dati relativi alla sezione “iniziale” e “finale” di ciascun concio.

Caratteristiche dimensionali sezioni trasversali

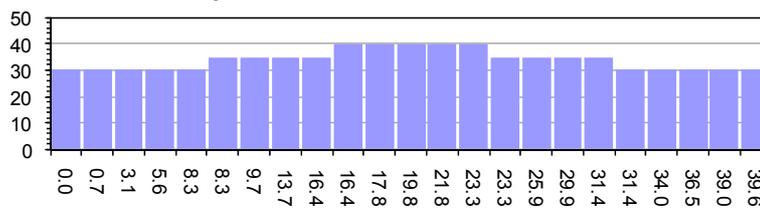
		ConcioA_sez1	ConcioA_sez2	ConcioB_sez1	ConcioB_sez2	ConcioC_sez1	ConcioC_sez2	Legenda	
Sezione metallica	h _{tot}	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0	h _s	altezza trave metallica
	b _{bot}	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	b _{inf}	larghezza piattabanda inferiore
	t _{bot}	30.0	30.0	35.0	35.0	40.0	40.0	t _{inf}	spessore piattabanda inferiore
	b _{top}	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	b _{sup}	larghezza piattabanda superiore
	t _{top}	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	t _{sup}	spessore piattabanda superiore
	h _{web}	1545.0	1545.0	1540.0	1540.0	1535.0	1535.0	h _{web}	altezza anima
	t _{web}	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	t _{web}	spessore anima
Soletta	h _{clis}	306.0	306.0	306.0	306.0	306.0	306.0	h _{clis}	spessore complessivo soletta
	h _{cop}	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	h _{cop}	spessore di calcolo coppella
	t _{sol}	302.0	302.0	302.0	302.0	302.0	302.0	t _{sol}	spessore di calcolo soletta
	b _{reale}	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0	b _{reale}	larghezza reale soletta
	b _{eff}	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0	b _{eff}	larghezza collaborante soletta
	Armatura	φ _{sup}	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	φ _{sup}
passo _{sup}		200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	passo _{sup}	passo armature superiori
c _{sup}		57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	c _{sup}	copriferro armature superiori
φ _{inf}		20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	φ _{inf}	diametro armature inferiori
passo _{inf}		200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0	passo _{inf}	passo armature inferiori
c _{inf}		22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	c _{inf}	copriferro armature inferiori

I grafici seguenti visualizzano gli spessori impiegati, rispettivamente per la lamiera inferiore, la piattabanda superiore e l'anima, lungo l'intero sviluppo di ciascun filo di trave.

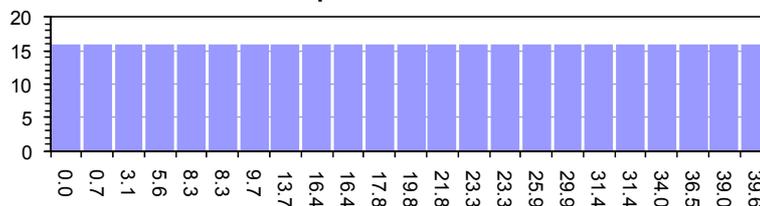
Spessore Piattabanda Superiore



Spessore Piattabanda Inferiore



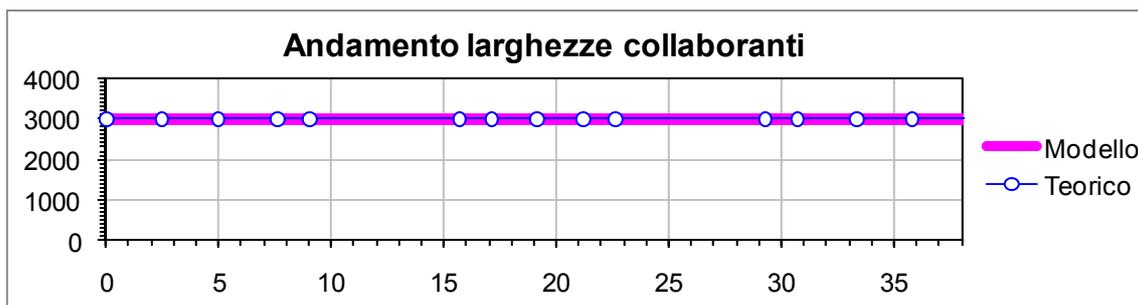
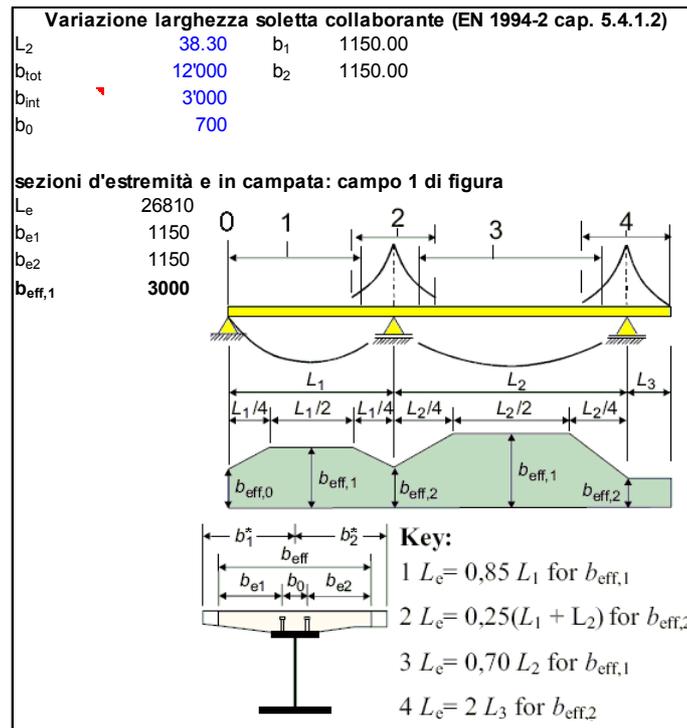
Spessore Anime



2.3.1 Larghezze collaboranti di soletta

Le larghezze collaboranti di soletta vengono valutate sulla base dei criteri contenuti in EN 1994-2, (cap. 5.4.1.2/NTC-08, cap. 4.3.2.3).

La tabella riportata al punto seguente restituisce il calcolo delle larghezze collaboranti lungo la trave.



Nell'ambito delle verifiche sezionali, a ciascuna sezione di verifica verrà assegnata l'effettiva larghezza collaborante di competenza (andamento "teorico" del diagramma precedente).

2.3.2 Armature longitudinali

Ai fini del calcolo delle proprietà geometrico statiche delle sezioni, e per le verifiche delle travi principali, si considera la presenza, in prima battuta, delle seguenti armature longitudinali:

concio A:	Ø16/20	inferiori/superiori
concio B:	Ø16/20	inferiori/superiori
concio C:	Ø16/20	inferiori/superiori

2.3.3 Stiffeners d'anima

Il sistema di stiffeners è formato da piatti verticali 300 × 25 mm, disposti sul lato interno dell'anima. Le sue caratteristiche sono riportate di seguito:

$b \times t = 300 \times 25$ mm	piatto semplice
---------------------------------	-----------------

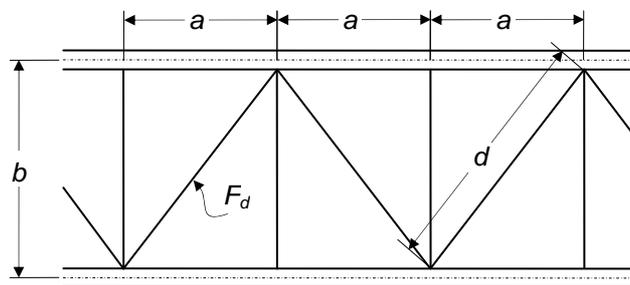
2.3.4 Proprietà geometrico-statiche sezioni di impalcato

Nell'ambito della modellazione adottata (grigliato a due travi torsiorigide), le proprietà geometrico statiche delle sezioni di impalcato verranno determinate con riferimento al singolo cassoncino metallico, composto da una coppia di travi e dalla relativa porzione di soletta collaborante.

L'inerzia trasversale di ciascuna trave verrà calibrata in modo da restituire l'effettiva inerzia trasversale della travata di impalcato.

La rigidità torsionale dell'unica cella del singolo cassone è stata dedotta calcolando lo fittizio equivalente equivalente alla controventatura inferiore ($t^* = t_{inf}$) in accordo con quanto previsto in *Torsion in Structures* di C.F.Kollbrunner e K. Basler:

$$t^* = E/G \cdot ab / [d^3/F_d + a^3/3 \cdot (1/F_0 + 1/F_u)]$$



F_d è l'area dei profili del controvento torsionale inferiore (2L130x12).

Sulla base dei dati riportati di seguito si è dedotto lo spessore fittizio della controventatura inferiore e la rigidità torsionale del cassone nelle diverse fasi modellate.

Dati generali comuni a tutto il cassone

h_s	1600.000	Altezza complessiva parte metallica cassone (per calcolo propr. torsionali)
ec. ctrv. sup	0.00	distanza asse ctrv. tors. superiore da estradosso (per calcolo propr. torsionali)
Fd inf	5994.00	Area profili ctrv. tors. inferiore (2L130x12) per calcolo spessore ctrv. Inf.
int. lg	2025.00	interasse lg traversi per calcolo spessore ctrv. sup.
t eq. sup.	4.00	spessore equivalente traliccio superiore per calcolo propr. torsionali
interasse tra	3000.00	interasse travi celle
h_{cls}	306.00	Spessore tot. soletta
t_{inf}	2.00	Spessore
anima f. A	16.00	Spessore anime esterne
		t_{anima1} [mm]
		16.00

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_2c	fase_3	cracked
k_t glob. 1 cella	3.753E+10	5.926E+10	5.942E+10	5.520E+10	6.217E+10	6.217E+10

Le tabelle seguenti riepilogano le caratteristiche geometriche delle sezioni impiegate per i vari conci componenti ciascun cassoncino, idealizzato come trave equivalente torsiorigida.

Concio tipo ConcioA_sez1

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.15E+05	2.49E+05	2.53E+05	4.28E+05	1.34E+05
y _g	760.92	1292.61	1300.18	1486.31	898.00
J _{xx}	5.05E+10	1.12E+11	1.13E+11	1.360E+11	6.610E+10
J _{yy}	3.96E+09	2.04E+11	2.10E+11	4.73E+11	4.73E+11
Asy	1.15E+08	2.49E+08	2.53E+08	4.28E+08	1.34E+08
Asz	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04
k _t	3.74E+10	5.93E+10	5.94E+10	6.22E+10	6.22E+10
W _{xxcls}		1.83E+08	1.87E+08	3.24E+08	
W _{xxreinf}		2.53E+08	2.59E+08	5.42E+08	7.87E+07
W _{xx5}	6.013E+07	3.656E+08	3.778E+08	1.197E+09	9.416E+07
W _{xx4}	6.20E+07	3.98E+08	4.12E+08	1.53E+09	9.76E+07
W _{xx2}	-6.90E+07	-8.90E+07	-8.92E+07	-9.34E+07	-7.62E+07
W _{xx1}	-6.63E+07	-8.69E+07	-8.71E+07	-9.15E+07	-7.36E+07
S _{xx5}		6.14E+07	6.23E+07	8.37E+07	1.58E+07
S _{xx4}	2.48E+07	7.02E+07	7.09E+07	8.68E+07	3.65E+07
S _{xx3 reale}	3.54E+07	7.15E+07	7.21E+07	8.69E+07	4.38E+07
S _{xx2}	2.69E+07	4.60E+07	4.63E+07	5.30E+07	3.18E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	839	307	300	114	702

Concio tipo ConcioA_sez2

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.15E+05	2.49E+05	2.53E+05	4.28E+05	1.34E+05
y _g	760.92	1292.61	1300.18	1486.31	898.00
J _{xx}	5.05E+10	1.12E+11	1.13E+11	1.360E+11	6.610E+10
J _{yy}	3.96E+09	2.04E+11	2.10E+11	4.73E+11	4.73E+11
Asy	1.15E+08	2.49E+08	2.53E+08	4.28E+08	1.34E+08
Asz	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04
k _t	3.74E+10	5.93E+10	5.94E+10	6.22E+10	6.22E+10
W _{xxcls}		1.83E+08	1.87E+08	3.24E+08	
W _{xxreinf}		2.53E+08	2.59E+08	5.42E+08	7.87E+07
W _{xx5}	6.013E+07	3.656E+08	3.778E+08	1.197E+09	9.416E+07
W _{xx4}	6.20E+07	3.98E+08	4.12E+08	1.53E+09	9.76E+07
W _{xx2}	-6.90E+07	-8.90E+07	-8.92E+07	-9.34E+07	-7.62E+07
W _{xx1}	-6.63E+07	-8.69E+07	-8.71E+07	-9.15E+07	-7.36E+07
S _{xx5}		2.10E+08	2.17E+08	5.21E+08	1.58E+07
S _{xx4}	2.48E+07	2.18E+08	2.25E+08	5.24E+08	3.65E+07
S _{xx3 reale}	3.54E+07	2.20E+08	2.26E+08	5.24E+08	4.38E+07
S _{xx2}	2.69E+07	4.60E+07	4.63E+07	5.30E+07	3.18E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	839	307	300	114	702

Concio tipo ConcioB_sez1

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.21E+05	2.55E+05	2.59E+05	4.34E+05	1.40E+05
y _g	725.84	1263.72	1271.58	1466.76	861.93
J _{xx}	5.34E+10	1.21E+11	1.22E+11	1.482E+11	7.029E+10
J _{yy}	4.32E+09	2.05E+11	2.11E+11	4.74E+11	4.74E+11
Asy	1.21E+08	2.55E+08	2.59E+08	4.34E+08	1.40E+08
Asz	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04
k _t	3.74E+10	5.93E+10	5.94E+10	6.22E+10	6.22E+10
W _{xxcls}		1.89E+08	1.93E+08	3.37E+08	
W _{xxreinf}		2.56E+08	2.63E+08	5.47E+08	8.03E+07
W _{xx5}	6.109E+07	3.612E+08	3.729E+08	1.112E+09	9.524E+07
W _{xx4}	6.29E+07	3.90E+08	4.04E+08	1.37E+09	9.86E+07
W _{xx2}	-7.73E+07	-9.88E+07	-9.90E+07	-1.04E+08	-8.50E+07
W _{xx1}	-7.36E+07	-9.61E+07	-9.63E+07	-1.01E+08	-8.16E+07
S _{xx5}		2.10E+08	2.17E+08	5.21E+08	1.65E+07
S _{xx4}	2.58E+07	2.20E+08	2.27E+08	5.25E+08	3.83E+07
S _{xx3 reale}	3.74E+07	2.21E+08	2.28E+08	5.25E+08	4.64E+07
S _{xx2}	2.98E+07	5.23E+07	5.27E+07	6.09E+07	3.55E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	874	336	328	133	738

Concio tipo ConcioB_sez2

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.21E+05	2.55E+05	2.59E+05	4.34E+05	1.40E+05
y _g	725.84	1263.72	1271.58	1466.76	861.93
J _{xx}	5.34E+10	1.21E+11	1.22E+11	1.482E+11	7.029E+10
J _{yy}	4.32E+09	2.05E+11	2.11E+11	4.74E+11	4.74E+11
Asy	1.21E+08	2.55E+08	2.59E+08	4.34E+08	1.40E+08
Asz	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04
k _t	3.74E+10	5.93E+10	5.94E+10	6.22E+10	6.22E+10
W _{xxcls}		1.89E+08	1.93E+08	3.37E+08	
W _{xxreinf}		2.56E+08	2.63E+08	5.47E+08	8.03E+07
W _{xx5}	6.109E+07	3.612E+08	3.729E+08	1.112E+09	9.524E+07
W _{xx4}	6.29E+07	3.90E+08	4.04E+08	1.37E+09	9.86E+07
W _{xx2}	-7.73E+07	-9.88E+07	-9.90E+07	-1.04E+08	-8.50E+07
W _{xx1}	-7.36E+07	-9.61E+07	-9.63E+07	-1.01E+08	-8.16E+07
S _{xx5}		2.10E+08	2.17E+08	5.21E+08	1.65E+07
S _{xx4}	2.58E+07	2.20E+08	2.27E+08	5.25E+08	3.83E+07
S _{xx3 reale}	3.74E+07	2.21E+08	2.28E+08	5.25E+08	4.64E+07
S _{xx2}	2.98E+07	5.23E+07	5.27E+07	6.09E+07	3.55E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	874	336	328	133	738

Concio tipo ConcioC_sez1

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.27E+05	2.61E+05	2.65E+05	4.40E+05	1.46E+05
y _g	694.22	1236.24	1244.35	1447.79	828.94
J _{xx}	5.60E+10	1.30E+11	1.31E+11	1.600E+11	7.410E+10
J _{yy}	4.68E+09	2.05E+11	2.11E+11	4.74E+11	4.74E+11
Asy	1.27E+08	2.61E+08	2.65E+08	4.40E+08	1.46E+08
Asz	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04
k _t	3.74E+10	5.93E+10	5.94E+10	6.22E+10	6.22E+10
W _{xxcls}		1.94E+08	1.98E+08	3.49E+08	
W _{xxreinf}		2.59E+08	2.66E+08	5.52E+08	8.16E+07
W _{xx5}	6.187E+07	3.575E+08	3.688E+08	1.051E+09	9.610E+07
W _{xx4}	6.36E+07	3.84E+08	3.97E+08	1.26E+09	9.93E+07
W _{xx2}	-8.57E+07	-1.09E+08	-1.09E+08	-1.14E+08	-9.39E+07
W _{xx1}	-8.07E+07	-1.05E+08	-1.05E+08	-1.11E+08	-8.94E+07
S _{xx5}		2.11E+08	2.18E+08	5.21E+08	1.71E+07
S _{xx4}	2.68E+07	2.21E+08	2.28E+08	5.26E+08	3.99E+07
S _{xx3 reale}	3.92E+07	2.23E+08	2.30E+08	5.26E+08	4.88E+07
S _{xx2}	3.24E+07	5.84E+07	5.88E+07	6.85E+07	3.88E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	906	364	356	152	771

Concio tipo ConcioC_sez2

	fase_1	fase_2a	fase_2b	fase_3	cracked
A	1.27E+05	2.61E+05	2.65E+05	4.40E+05	1.46E+05
y _g	694.22	1236.24	1244.35	1447.79	828.94
J _{xx}	5.60E+10	1.30E+11	1.31E+11	1.600E+11	7.410E+10
J _{yy}	4.68E+09	2.05E+11	2.11E+11	4.74E+11	4.74E+11
Asy	1.27E+08	2.61E+08	2.65E+08	4.40E+08	1.46E+08
Asz	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04	5.12E+04
k _t	3.74E+10	5.93E+10	5.94E+10	6.22E+10	6.22E+10
W _{xxcls}		1.94E+08	1.98E+08	3.49E+08	
W _{xxreinf}		2.59E+08	2.66E+08	5.52E+08	8.16E+07
W _{xx5}	6.187E+07	3.575E+08	3.688E+08	1.051E+09	9.610E+07
W _{xx4}	6.36E+07	3.84E+08	3.97E+08	1.26E+09	9.93E+07
W _{xx2}	-8.57E+07	-1.09E+08	-1.09E+08	-1.14E+08	-9.39E+07
W _{xx1}	-8.07E+07	-1.05E+08	-1.05E+08	-1.11E+08	-8.94E+07
S _{xx5}		2.11E+08	2.18E+08	5.21E+08	1.71E+07
S _{xx4}	2.68E+07	2.21E+08	2.28E+08	5.26E+08	3.99E+07
S _{xx3 reale}	3.92E+07	2.23E+08	2.30E+08	5.26E+08	4.88E+07
S _{xx2}	3.24E+07	5.84E+07	5.88E+07	6.85E+07	3.88E+07
S _{xx1}	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
e	906	364	356	152	771

2.4 Sezioni di verifica

Al fine di facilitare l'interpretazione dei risultati in output, le sezioni di verifica verranno posizionate lungo l'intero sviluppo della trave compreso tra i fili estremi di spalla.

Ai fini delle verifiche delle travi, si prendono in esame complessivamente 21 sezioni di verifica, ubicate nei seguenti punti significativi:

- sezione a filo appoggio impalcato
- sezioni poste rispettivamente alla destra e sinistra dell'attacco trasversi
- sezioni poste rispettivamente alla destra e sinistra delle giunzioni tra i conci di trave
- sezione di mezzeria

L'interasse tipico tra le sezioni di verifica varia pertanto tra 1.42 e 4.98 m, in grado pertanto di restituire un quadro pienamente esaustivo dello sfruttamento delle sezioni di impalcato.

In corrispondenza delle giunzioni, la verifica verrà effettuata considerando rispettivamente le caratteristiche del concio di arrivo e del concio di partenza, la sezione di verifica verrà pertanto sdoppiata.

La tabella seguente riepiloga la posizione delle sezioni di verifica, unitamente alla corrispondenza delle stesse con le varie tipologie di concio, la relativa altezza e larghezza collaborante di soletta (effettiva), ed il numero elemento/gauss point cui si riferisce nel modello E.F.

Nome	Posizione	Elemento	Gauss Point	Progr. [m]	h_{trave} [mm]	b_{coll} [mm]
A_S1	Appoggio	3	1	0.65	1600	3000
A_S2	Traverso	7	1	5.63	1600	3000
A_S3	Gunziona	11	1	8.25	1600	3000
B_S4	Gunziona	11	1	8.25	1600	3000
B_S5	Traverso	13	1	9.68	1600	3000
B_S6	Traverso	17	1	13.73	1600	3000
B_S7	Gunziona	21	1	16.35	1600	3000
C_S8	Gunziona	21	1	16.35	1600	3000
C_S9	Traverso	23	1	17.78	1600	3000
C_S10	Mezzeria	25	1	19.80	1600	3000
C_S11	Traverso	26	11	21.83	1600	3000
C_S12	Gunziona	28	11	23.25	1600	3000
B_S13	Gunziona	28	11	23.25	1600	3000
B_S14	Traverso	32	11	25.88	1600	3000
B_S15	Traverso	36	11	29.93	1600	3000
B_S16	Gunziona	38	11	31.35	1600	3000
A_S17	Gunziona	38	11	31.35	1600	3000
A_S18	Traverso	42	11	33.98	1600	3000
A_S19	Appoggio	46	11	38.95	1600	3000

2.5 Stato fessurativo della soletta

Le caratteristiche geometriche utilizzate ai fini dell'analisi strutturale vengono selezionate in funzione dello stato fessurativo atteso per la soletta. A tale proposito si seguono i criteri contemplati da EN 1994-2 cap. 5.4.2.3(2)/ NTC 2008 4.3.2.2.1.

2.6 Verifiche eseguite

In linea generale vengono sviluppati i calcoli relativi a:

- a) trave di impalcato set completo di verifiche
- b) spalle calcolo sollecitazioni/dimensionamento armature/verifiche geotecniche

Lo S.L. sismico viene preso in esame con solo riferimento alle verifiche delle sottostrutture.

2.6.1 Verifiche sezioni impalcato

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) sono contenuti in in Eurocodice+N.A.D. (rif. EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2) / NTC-08 cap 4.2., 4.3 e relative Istruzioni.

Nel prosieguo si farà riferimento puntuale ai contenuti dell'Eurocodice, caratterizzato da una trattazione più omogenea, e da un riferimento più puntuale relativamente alle varie regole applicative.

Nell'ambito dei vari S.L. considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

S.L.U.

resistenza delle sezioni (incluse verifiche di local buckling)

S.L.E.

limitazione delle tensioni

web breathing

controllo fessurazione soletta

Fatica

verifica dell'ampiezza dei $\Delta\sigma$ (metodo dei coefficienti λ)

I medesimi S.L. verranno esaminati per la verifica della connessione trave-soletta.

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico dal programma "Ponti EC4", di cui nel seguito vengono espone in dettaglio le modalità operative.

Le verifiche vengono effettuate per la condizione di lungo termine (cumulo tensioni fasi 1, 2a, 2b e 3).

Si riportano i quadri sintetici ed i diagrammi delle tensioni lungo l'impalcato, relativamente ai vari elementi strutturali studiati, limitatamente alla condizione di lungo termine, apparsa quella in generale più gravosa ai fini delle verifiche dell'impalcato.

2.6.2 Verifica spalle

Si valuta l'andamento delle azioni flettenti nei vari S.L. agenti lungo lo sviluppo delle spalle. Vengono effettuate le verifiche delle sezioni in c.a. più significative, con riferimento, in generale, a:

S.L.U. (tensioni normali)	combinazione S.L.U. Fondamentale
S.L.U. tensioni taglienti	combinazione S.L.U. Fondamentale
S.L.E. tensioni normali	combinazioni S.L.E. Rara Caratteristica e S.L.E. Quasi Permanente
S.L.E. fessurazione	combinazione S.L.E. Frequente (se significativa anche la S.L.E. Quasi Permanente)

3. Analisi dei carichi

Di seguito si riporta la descrizione dei vari contributi di carico presi in esame ai fini dell'analisi globale dell'impalcato.

3.1 Carichi agenti in fase 1

3.1.1 Pesì propri acciaio (G_{k1}')

Il peso dei vari elementi strutturali metallici è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 78.50 kN/m³, considerato rispettivamente per travi e vestizione.

Per la valutazione del peso complessivo si è fatto riferimento alle sezioni nette dei vari elementi strutturali (conci principali di trave e traversi), aggiungendo i contributi di vestizione valutati forfetariamente secondo quanto riportato nella tabella seguente.

Su travi principali	kN/m	forf.
1) saldature	0.05	1%
2) piastrame bull.	0.24	5%
3) Irr. An. pr.	0.16	2%
4) Irr. An. sec.	0.00	
5) pioli	0.17	2%
6) Trv. Princ.	0.62	
9) Ctrv. Tors.	0.46	
10) Ctrv. Mont.	0.00	
totale	1.69 kN/m	

Il calcolo del peso lordo, uniformemente distribuito, applicato a travi e traversi è riportato in tabella.

concio tipo	A (mm ²)	Ltot	P _{netto} (kN/m)	P _{lordo} (kN/m)	P _{tot} (kN)	P _{proprio a trave} g _{k1'} (N/m)
concioA	57'720	66.00	4.53	6.22	410.54	6220.26
concioB	60'640	64.80	4.76	6.45	417.93	6449.48
concioC	63'560	27.60	4.99	6.68	184.33	6678.70
Peso complessivo struttura in acciaio: totale					1012.80 kN	
					i. (kg/mq)	213.13 kg/m²

3.1.2 Peso proprio coppelle (G_{k1}'')

Il peso complessivo delle coppelle in acciaio risulta:

$$g_{k1}'' = 78.5 \cdot (12.0 \cdot 0.004) = 3.768 \text{ kN/m} \quad (t = 4.0 \text{ mm})$$

Su ciascun cassone graverà pertanto un carico distribuito pari a $g_{k1}'' = 1.884 \text{ kN/m}$.

3.1.3 Peso proprio soletta (G_{k1}''')

Il peso del getto in calcestruzzo viene valutato sulla base di uno spessore medio della soletta pari a:

$$t_{\text{med}} = 302 \text{ mm}$$

$$g_{k1}''' = 25.0 \cdot (12.0 \cdot 0.302) = 90.6 \text{ kN/m}$$

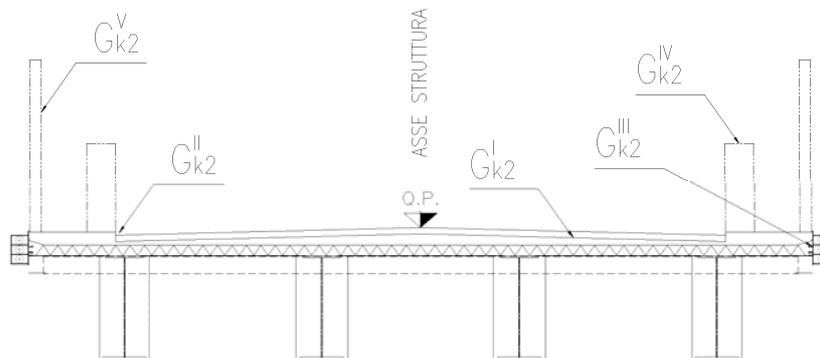
Su ciascun cassone graverà pertanto un carico distribuito pari a $g_{k1''} = 45.30$ kN/m.

3.2 Carichi agenti in fase 2a - 2b

3.2.1 Sovraccarichi permanenti (G_{k2})

Per i sovraccarichi permanenti si considera quanto riportato in tabella (cfr. schema).

Sovraccarichi permanenti $G_{k,2}$								
		n	b (m)	t (m)	g (kN/m ²)	gi (kN/m)	gk (kN/m)	
a)	Manto asfaltatura	g_{k2}'	1	9.00	3.00	27.00	27.00 kN/m	
b)	Marciapiedi laterali	g_{k2}''	2	1.50	0.16	25.00	6.00	12.00 kN/m
c)	Veletta laterale	g_{k2}^{IV}	2			1.56	3.12 kN/m	
d)	Guardavia	g_{k2}^V	2			1.50	3.00 kN/m	
e)	Reti protezione	g_{k2}^{VIII}	2			0.50	1.00 kN/m	
totale							46.12 kN/m	
totale/trave							11.53 kN/m/trave	



Su ciascun cassone graverà pertanto un carico distribuito pari a $g_{k2} = 23.06$ kN/m. L'azione dei sovraccarichi permanenti verrà considerata in fase 2a.

3.2.2 Reologia calcestruzzo ($G_{sh,k}$)

Il calcolo delle deformazioni conseguenti alla viscosità e al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri contenuti nel cap. 3 e nell'Appendice B della norma EN 1992-1-1.

Gli effetti del creep vengono valutati con l'ausilio di coefficienti di omogeneizzazione opportunamente modificati, come esposto ai capitoli precedenti.

La tabella seguente, compilata in automatico dal foglio che effettua il calcolo delle proprietà delle sezioni, riporta il valore finale del ritiro, ed il calcolo dei vari parametri che influenzano il fenomeno.

Dati e parametri per valutazione ritiro	
h_0	470.41 mm
t_s	2
α_{ds1}	4 cemento tipo N
α_{ds2}	0.12 cemento tipo N
β_{RH}	0.7564 (1992-1-1- B.12)
$\epsilon_{cd}(0)$	2.533E-04 ϵ_{sh} essiccamento (EN1992-1-1 B.11)
$\epsilon_{ca}(\infty)$	6.250E-05 ϵ_{sh} autogeno (EN1992-1-1 - 3.11)
k_h	0.71 EN 1992-1-1 - prospett 3.3
$\epsilon_{cs}(\infty)$	-2.389E-04

Gli effetti del ritiro sulla struttura vengono effettuati secondo i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 5.4.2.2.

Vengono valutati separatamente gli effetti primari del ritiro e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura). Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \varepsilon_{sh} \cdot E_s / n_{f2b} \cdot b_{eff} \cdot t_{cls}$$

Il valore massimo gravante sul singolo cassone è pari a ($b_{eff} = b_{reale}$):

$$N_r = 2.389 \cdot 10^{-4} \cdot 210\,000 \text{ N/mm}^2 / 15.26 \cdot 6000\text{mm} \cdot 302\text{mm} = -5957.16 \text{ kN}$$

Gli effetti secondari vengono calcolati assegnando al modello E.F. delle variazioni termiche (var. unif. + gradiente) valutate in funzione della larghezza effettiva b_{eff} e del braccio della soletta rispetto al baricentro della sezione omogeneizzata; per semplicità, si considera, a tale riguardo il braccio "medio" valutato con riferimento ai parametri delle sezioni di inizio e fine di ciascuna tipologia di concio.

La tabella seguente riporta il calcolo delle azioni termiche equivalenti.

concio tipo	Δ cls/omog	η (b_{eff}/b)	Nr (kN)	A	J	ε_{runif}	ε_{rgrad}	Δt uni	Δt grad
ConcioA_sez1	454.82	1.00	-5956.36	2.53E+05	1.13E+11	-1.121E-04	-1.139E-04		
ConcioA_sez2	454.82	1.00	-5956.36	2.53E+05	1.13E+11	-1.121E-04	-1.139E-04		
ConcioB_sez1	483.42	1.00	-5956.36	2.59E+05	1.22E+11	-1.096E-04	-1.120E-04		
ConcioB_sez2	483.42	1.00	-5956.36	2.59E+05	1.22E+11	-1.096E-04	-1.120E-04		
ConcioC_sez1	510.65	1.00	-5956.36	2.65E+05	1.31E+11	-1.071E-04	-1.104E-04		
ConcioC_sez2	510.65	1.00	-5956.36	2.65E+05	1.31E+11	-1.071E-04	-1.104E-04		
ConcioA						-1.121E-04	-1.139E-04	-11.21	-11.39
ConcioB						-1.096E-04	-1.120E-04	-10.96	-11.20
ConcioC						-1.071E-04	-1.104E-04	-10.71	-11.04

3.2.2.1 Cedimenti vincolari

Per tenere conto forfettariamente delle ripercussioni sulla struttura dovute ai cedimenti dei sostegni, si tiene conto di un cedimento di progetto di entità pari allo 0.2‰ delle luci concorrenti sul sostegno in esame.

Pertanto, per l'opera in oggetto, si considera quanto segue:

Sostegno	δ_v (m)	L_1	L_2
Settl. Ab.A	-0.0077	38.30	38.30
Settl. Ab.B	-0.0077	38.30	38.30

L'effetto del cedimento sui singoli sostegni verranno opportunamente combinati in modo da cogliere le situazioni più sfavorevoli per impalcato, sostegni ed appoggi.

3.3 Carichi agenti in fase 3

3.3.1 Variazioni termiche (T_k)

Per la determinazione degli effetti della temperatura si fa riferimento a EN 1991-1-5 (NTC-08, cap. 3.5).

3.3.1.1 Variazioni termiche uniformi Δt_N

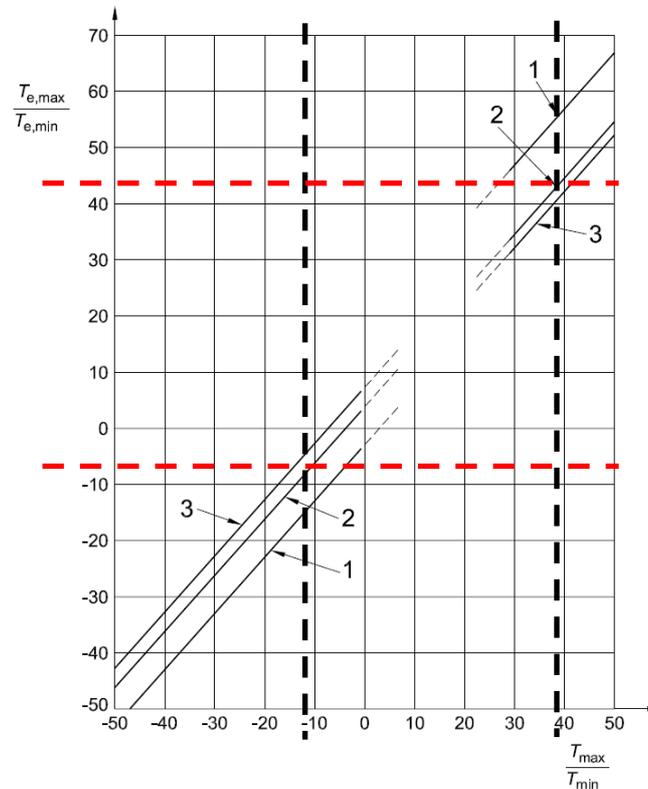
Per l'opera in esame il "range" di temperatura dell'aria all'ombra ("shade air temperature") è definito da (Cfr. N.A.D.):

Zona: Veneto

$T_{min} = -11 \text{ °C}$

$$T_{\max} = +40 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

La temperatura della struttura risulta dalla tabella di correlazione riportata in fig. 6.1 di EN 1991-1-5, cap. 6.1.3.2(4) per ponti di gruppo 2.



$$T_{e,\min} = -7 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\max} = +44.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Fissando T_0 a $15.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$ si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N,\text{comp}} = -22.0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = +29.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 51.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

3.3.1.2 Variazioni termiche lineari Δt_M

Per la valutazione della componente lineare di variazione della temperatura si fa riferimento alle metodologie contenute nell'approccio 1 (EN 1991-1-5 cap. 6.1.4.1.(1)).

Per ponti di gruppo 2, i valori caratteristici delle variazioni lineari di temperatura (gradiente tra intradosso ed estradosso) risultano:

$$\Delta T_{M,\text{heat}} = 15.0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u caldo dell'intradosso}$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} = -18.0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{estradosso pi\`u freddo dell'intradosso}$$

Il valore del coefficiente k_{sur} per spessore di manto pari a 100 mm assume valore unitario (EN 1991-1-5 cap. 6.1.4.1., tab. 6.2).

Concio	h_{media}	ΔTM_{pos}	ΔTM_{neg}
concioA	1600	-11.25	9.38
concioB	1600	-11.25	9.38
concioC	1600	-11.25	9.38

3.3.1.3 Combinazione degli effetti uniformi e lineari

La concomitanza degli effetti uniformi e lineari verrà gestita mediante le seguenti combinazioni (EN 1991-1-5 cap. 6.1.5(1)):

$$\Delta T_M \text{ leading: } \Delta t_M + 0.35 \Delta t_N$$

$$\Delta T_N \text{ leading: } 0.75 \Delta t_M + \Delta t_N$$

Le verifiche verranno effettuate considerando sistematicamente la più sfavorevole delle due combinazioni indicate.

3.3.2 Carichi mobili (Q_k)

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2. capp.4/5/ + NAD (NTC-08 cap. 5.1.3.3.5) con riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 9.00 m, è in grado di ospitare 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente ("*remaining part*") risulta pari a 0.0 m.

3.3.2.1 Statica globale

Ai fini del calcolo sollecitazioni nella statica globale, si considera il Load Model 1, formato da carichi concentrati (TS) e distribuiti (UDL), posizionati su corsie convenzionali di carico di ampiezza massima pari a 3.00 m, unitamente al carico q_{fk} , posizionato rispettivamente sui marciapiedi laterali.

Nel caso in esame, la superficie utile del ponte è così configurata:

piano viabile, $b = 9.00$ m

marciapiede dx, $b = 1.50$ m

marciapiede sx, $b = 1.50$ m

Le corsie verranno denominate secondo le convenzioni di norma, partendo dalla più "pesante", detta "corsia 1".

Ai fini delle verifiche globali dell'impalcato si considera il carico TS e UDL, riferendo le rispettive intensità a quanto riportato in tabella.

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_k) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

Sui marciapiedi si considera il modello di carico 5, con valore di combinazione pari a 2.5 kN/m² (cfr. NTC-08, tab. 5.I.IV, EN 1991-2 tab. 4.4.a + N.A.D.).

Le varie condizioni di carico mobile si differenziano per la differente disposizione trasversale delle corsie di carico, quindi per il differente posizionamento longitudinale del veicolo TS, e per la segmentazione delle stese di carico UDL, in funzione della geometria della linea di influenza oggetto dello studio.

L'analisi dei carichi mobili verrà effettuata con riferimento alle quattro disposizioni trasversali di carico:

A/max: massima azione verticale, massimo momento torcente concomitante (ecc. vs. dx)

A/min: massima azione verticale, massimo momento torcente concomitante (ecc. vs. sx)

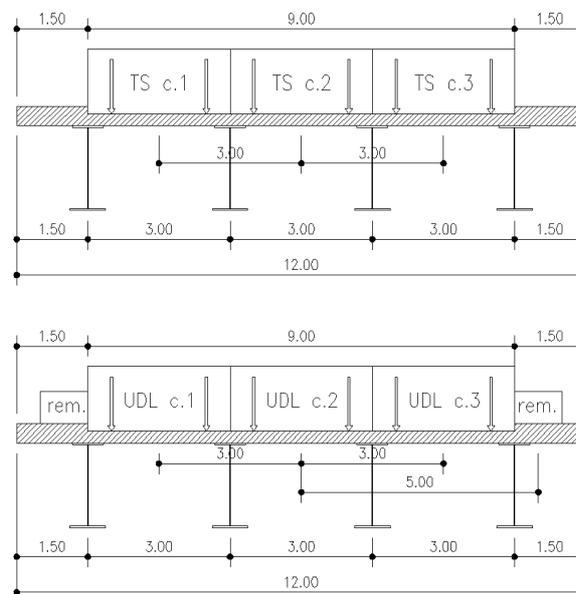
B/max: massimo momento torcente, massima azione verticale concomitante (ecc. vs. dx)

B/min: massimo momento torcente, massima azione verticale concomitante (ecc. vs. sx)

Di seguito si riporta lo schema di carico di ciascuna condizione e le relative intensità.

Condizioni A_{max} – A_{min}

In figura si riporta la configurazione schematica della disposizione tipo A_{max} in corrispondenza della sezione tipo dell'impalcato.



La condizione A_{min} è simmetrica rispetto a quella evidenziata, attorno all'asse soletta.

Rispetto all'asse impalcato le corsie presentano la seguente eccentricità:

corsia 1: $e = \pm 3.00$ m

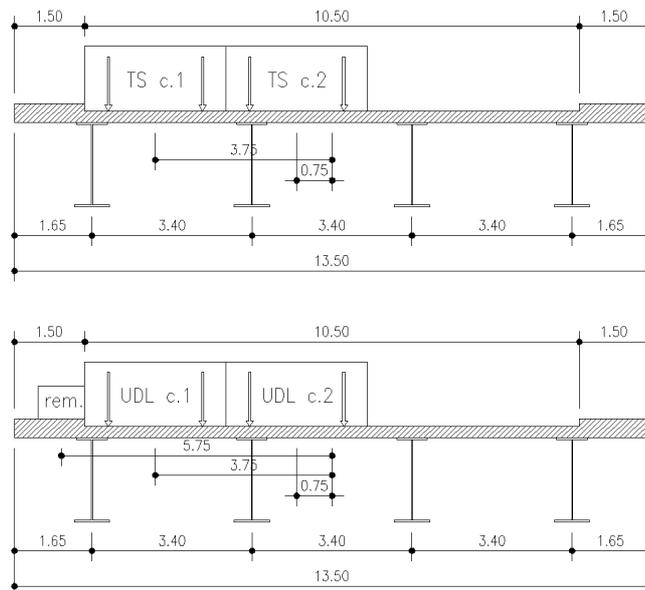
corsia 2:	$e = \pm 0.00$ m	
corsia 3:	$e = \pm 3.00$ m	
rem. part (globale)	$e = \pm 5.00$ m	riferita al totale piano viabile + marciapiedi

Con riferimento alla disposizione evidenziata, la risultante globale in asse impalcato risulta:

$Q_{k,(TS)} = 300+200+100 = 600.0$ kN	carico concentrato verticale/asse
$M_{k,(TS)} = 300 \cdot 3.00 + 200 \cdot 0.00 - 100 \cdot 300 = \pm 600.0$ kNm	coppia concentrata torcente/asse
$q_{k,(UDL)} = 9 \cdot 3 + 2.5 \cdot (3+3+1.0+1.0) = 47.00$ kN/m	carico verticale distribuito
$m_{k,(UDL)} = 27.0 \cdot 3.00 - 7.5 \cdot 3.00 = 58.50$ kNm/m	coppia torcente distribuita

Condizioni $B_{max} - B_{min}$

In figura si riporta la configurazione schematica della disposizione tipo B/max in corrispondenza della sezione tipo dell'impalcato.



La condizione A/min è simmetrica rispetto a quella evidenziata, attorno all'asse soletta.

Rispetto all'asse impalcato le corsie presentano la seguente eccentricità:

corsia 1:	$e = \pm 3.00$ m	
corsia 2:	$e = \pm 0.00$ m	
rem. part (globale)	$e = \pm 5.00$ m	riferita al totale piano viabile + marciapiedi

Ai fini del calcolo delle massime azioni sulle travi, si evidenzia che la disposizione ora evidenziata risulta massimizzante rispetto a quella che prevede carico UDL sulla corsia 1, completato dalla "remaining part" compresa tra il limite della corsia 1 e mezzeria impalcato.

Con riferimento alla disposizione evidenziata, la risultante globale in asse impalcato risulta:

$Q_{k,(TS)} = 300+200 = 500.0$ kN	carico concentrato verticale/asse
$M_{k,(TS)} = 300 \cdot 3.00 + 200 \cdot 0.00 = \pm 900.0$ kNm	coppia concentrata torcente/asse

$$q_{k, (UDL)} = 9 \cdot 3 + 2.5 \cdot (3.0 + 1.0) = 37.00 \text{ kN/m} \quad \text{carico verticale distribuito}$$

$$m_{k, (UDL)} = 27.0 \cdot 3.00 + 2.50 \cdot 5.00 = 93.50 \text{ kNm/m} \quad \text{coppia torcente distribuita}$$

Dalle disposizione trasversali di carico esaminate discendono le seguenti reazioni verticali di trave:

TS				V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	cass. 1		cass. 2	
				V	T	V	T	V	T	V	T
A_{max}	Q _{k,TS,tot}	Somma dei TS presenti su ciascun asse	600.0 kN	210.0	170.0	130.0	90.0	380.0	60.0	220.0	60.0
	M _{k,TS}	Momento totale dovuto ai TS su ciascun asse	-600.0 kNm								
A_{min}	Q _{k,TS,tot}	Somma dei TS presenti su ciascun asse	600.0 kN	90.0	130.0	170.0	210.0	220.0	-60.0	380.0	-60.0
	M _{k,TS}	Momento totale dovuto ai TS su ciascun asse	600.0 kNm								
B_{max}	Q _{k,TS,tot}	Somma dei TS presenti su ciascun asse	500.0 kN	215.0	155.0	95.0	35.0	370.0	90.0	130.0	90.0
	M _{k,TS}	Momento totale dovuto ai TS su ciascun asse	-900.0 kNm								
B_{min}	Q _{k,TS,tot}	Somma dei TS presenti su ciascun asse	500.0 kN	35.0	95.0	155.0	215.0	130.0	-90.0	370.0	-90.0
	M _{k,TS}	Momento totale dovuto ai TS su ciascun asse	900.0 kNm								

UDL				V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V	T	V	T
A_{max}	q _{k,UDL,tot}	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	47.00 kN/m	17.6	13.7	9.8	5.9	31.3	5.9	15.7	5.9
	m _{k,UDL}	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	-58.50 kNm/m								
A_{min}	q _{k,UDL,tot}	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	47.00 kN/m	5.9	9.8	13.7	17.6	15.7	-5.9	31.3	-5.9
	m _{k,UDL}	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	58.50 kNm/m								
B_{max}	q _{k,UDL,tot}	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	37.00 kN/m	18.6	12.4	6.1	-0.1	31.0	9.4	6.0	9.4
	m _{k,UDL}	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	-93.50 kNm/m								
B_{min}	q _{k,UDL,tot}	Somma dei UDL presenti su ciascun asse	37.00 kN/m	-0.1	6.1	12.4	18.6	6.0	-9.4	31.0	-9.4
	m _{k,UDL}	Momento totale dovuto ai UDL su ciascun asse	93.50 kNm/m								

I carichi relativi alla posizione A_{min}/B_{min} discendono dai precedenti, per inversione degli indici delle travi. La disposizione di carico mobile più sfavorevole ai fini delle verifiche viene definita come specificato di seguito:

- Carichi TS** Viene fatto “viaggiare” lungo l’impalcato il set di azioni concentrate relativo ai due assi TS, con intervallo longitudinale pari a 1.00 m. Verrà quindi dedotto l’involuppo delle sollecitazioni nell’ambito di ciascuna verifica.
- Carichi UDL** Viene fatto “viaggiare” lungo l’impalcato un segmento elementare, di lunghezza pari a 1.00 m, relativo al set di azioni UDL. A valle dell’analisi, e nell’ambito di ciascuna verifica, l’effettiva segmentazione più sfavorevole verrà determinata sovrapponendo gli effetti derivanti dai soli segmenti elementari significativi.

Con riferimento alla modellazione a doppio cassone equivalente, si considera su ciascuno di essi la risultante in termini di azione verticale V e momento torcente T delle azioni sulle singole travi indicate alla tabella precedente.

3.3.2.2 Statica locale

Per le verifiche locali della soletta d’impalcato si ricorre invece al Modello di carico 2 (LM2), mostrato in figura, composto da un veicolo ad un solo asse, avente un peso complessivo pari a 400 kN. Dettagli riguardo alle posizioni più significative di tale carico vengono forniti nel paragrafo relativo alle verifiche locali della soletta.

L'involuppo delle sollecitazioni più sfavorevoli viene determinato involuppendo gli effetti delle "n" posizioni del veicolo FLM3, transitante sull'impalcato con step pari a 1m.

3.3.3 Azioni di frenatura (Q_{1k})

Per l'azione di frenatura si fa riferimento a quanto indicato in EN 1991-2, 4.4.1 (NTC-08, cap. 5.1.3.5). Si ha pertanto:

$$Q_{1k} = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L < 900 \text{ kN} \quad \text{EN 1991-2, 4.4.1.(2)}$$

dove:

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

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.0 \text{ m}$$

$$L = 39.6 \text{ m}$$

La forza di frenatura distribuita uniformemente sulla travata risulta quindi:

$$q_x = \pm 466.92 \text{ kN} / 39.60 \text{ m} / 2 \text{ cassoni} = \pm 5.895 \text{ kN/m}$$

L'azione di frenatura si accompagna ai carichi da traffico, presi con il relativo valore frequente, a formare i carichi di Gruppo 2a EN 1991-2, tab. 4.4.a (cfr. NTC-08, tab. 5.1.IV).

Tale azione verrà presa in esame per il solo dimensionamento delle apparecchiature di vincolo e sottostrutture.

3.3.4 Azione del vento ($F_{w,k}$)

Si considera direttamente l'azione del vento agente trasversalmente all'asse dell'impalcato, insistente sulle sole superfici di prospetto dell'impalcato.

Per il calcolo della pressione del vento, si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1991-1-4+NAD.

L'azione del vento è, in generale, fornita dalla relazione:

$$F_w = c_e(z) \cdot c_f \cdot A_{ref}$$

Di seguito si riportano le tabelle recanti il calcolo della pressione dinamica di base e dell'azione complessiva del vento sulle varie superfici di prospetto considerate.

In rosso vengono indicati i dati caratterizzanti il sito/opera in esame.

Calcolo azione del vento secondo EN

Caratteristiche del sito

Categoria terreno	2 0 - 1 - 2 - 3 - 4
Zona	1 UNI EN 1991-1-4
a_s	10 m - quota sito
v_{b0}	25 4.1.(1) P
a_0	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
k_a	0.01 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
v_{b0}	25 4.1.(1) P
v_b	31.8 velocità di base del vento
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3
C_r	1.01 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)
C_{scd}	1.00 fattore di struttura
k_1	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
C_o	1.00 coeff. orografia (Annex A3)
T_r	1000 periodo di ritorno
k_1	0.14
n	1
α_r	1.27
z	10 m altezza dal suolo (quota stradale)
Z_0	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2
Z_{min}	2 EN 1991-1-4 §4.3.2
Z_{max}	200 EN 1991-1-4 §4.3.2
k_r	0.19 fattore di terreno
v_m	32.0 Velocità media del vento
σ_v	6.04 scarto comp. turbolenta vel. vento (4.6)
ρ	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
q_b	640.6 pressione dinamica di base (4.10)
$C_e(z)$	2.32
l_v	0.19
q_v	846.3 N/m ²
q_p	1486.9 N/m ²

Dati per vento concomitante al traffico

v_b^* 28.6 m/s

Caratteristiche della struttura

b_{imp} 12 m
 quota str. 10 m

	ponete scarico	ponete carico
d	3.01	5.41
b/d	3.99	2.22
C_{tx}	1.30	1.79
f_w (N/m ²)	1913	2626
F_w (N/m)	5758	14209
f_w^*	1549	2127
F_w^* (N/m)	4664	11509
ψ_0	0.6	
$\psi_0 F_w$	3455	8525
	$\psi_0 F_w < F_w^*$	$\psi_0 F_w < F_w^*$

Si evidenzia che, per l'opera in esame, l'azione del vento non risulta essere significativa ai fini delle verifiche tensionali dell'impalcato. Essa verrà considerata ai soli fini del dimensionamento delle apparecchiature di appoggio.

Considerando inoltre la risultante complessiva, pari a

$$F_{wk,tot} = 11\,509 \text{ N/m} \cdot 39.60 \text{ m} = 290.63 \text{ kN}$$

3.4 Azioni sismiche (E_d)

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 e relative istruzioni. In particolare, come introdotto in § 1.4.2, si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera in sé:

- Vita utile dell'opera = 50 anni
- Classe d'uso = IV \rightarrow $C_u = 2.0$
- Vita di riferimento = 100 anni
- $A_g = 0.08 \text{ g} \cong 0.78 \text{ m/s}^2$
- Probabilità di superamento P_{RV} (SLD) = 63% - dimensionamento giunto
- Probabilità di superamento P_{RV} (SLV) = 10% - dimensionamento sottostrutture
- Probabilità di superamento P_{RV} (SLC) = 5% - dimensionamento appoggi (cfr. NTC)

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

- Categoria di sottosuolo: D
- Condizione topografica: T1

Nel seguente prospetto si riassumono i valori delle variabili dipendenti dai parametri appena individuati, utilizzati allo scopo di definire gli spettri di risposta.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_n	0.042 g
F_n	2.529
T_n^*	0.290 s
S_n	1.800
C_n	2.319
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.800
η	0.667
T_B	0.225 s
T_C	0.674 s
T_D	1.769 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_n \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_n \cdot T_n^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_n / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_n} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.076
0.225	0.128
0.674	0.128
0.726	0.119
0.778	0.111
0.830	0.104
0.882	0.098
0.935	0.093
0.987	0.088
1.039	0.083
1.091	0.079
1.143	0.076
1.195	0.072
1.248	0.069
1.300	0.067
1.352	0.064
1.404	0.062
1.456	0.059
1.508	0.057
1.561	0.055
1.613	0.054
1.665	0.052
1.717	0.050
1.769	0.049
1.876	0.044
1.982	0.039
2.088	0.035
2.194	0.032
2.300	0.029
2.407	0.026
2.513	0.024
2.619	0.022
2.725	0.021
2.832	0.019
2.938	0.018
3.044	0.017
3.150	0.015
3.256	0.014
3.363	0.014
3.469	0.013
3.575	0.012
3.681	0.011
3.788	0.011
3.894	0.010
4.000	0.010

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.079 g
F_n	2.792
T_n^*	0.370 s
S_n	1.800
C_n	2.054
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.800
η	0.667
T_B	0.254 s
T_C	0.761 s
T_D	1.918 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_n \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_n \cdot T_n^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_n / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_n} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.143
0.254	0.266
0.761	0.266
0.816	0.248
0.871	0.232
0.926	0.219
0.981	0.206
1.036	0.195
1.091	0.185
1.146	0.177
1.201	0.168
1.257	0.161
1.312	0.154
1.367	0.148
1.422	0.142
1.477	0.137
1.532	0.132
1.587	0.128
1.642	0.123
1.697	0.119
1.752	0.115
1.807	0.112
1.862	0.109
1.918	0.106
2.017	0.095
2.116	0.087
2.215	0.079
2.314	0.072
2.413	0.067
2.513	0.061
2.612	0.057
2.711	0.053
2.810	0.049
2.909	0.046
3.008	0.043
3.108	0.040
3.207	0.038
3.306	0.036
3.405	0.033
3.504	0.032
3.603	0.030
3.703	0.028
3.802	0.027
3.901	0.026
4.000	0.024

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_n	0.098 g
F_n	2.747
T_n^*	0.392 s
S_n	1.800
C_n	1.997
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.800
η	0.667
T_B	0.261 s
T_C	0.782 s
T_D	1.994 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_n \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_n \cdot T_n^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_n / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_n} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

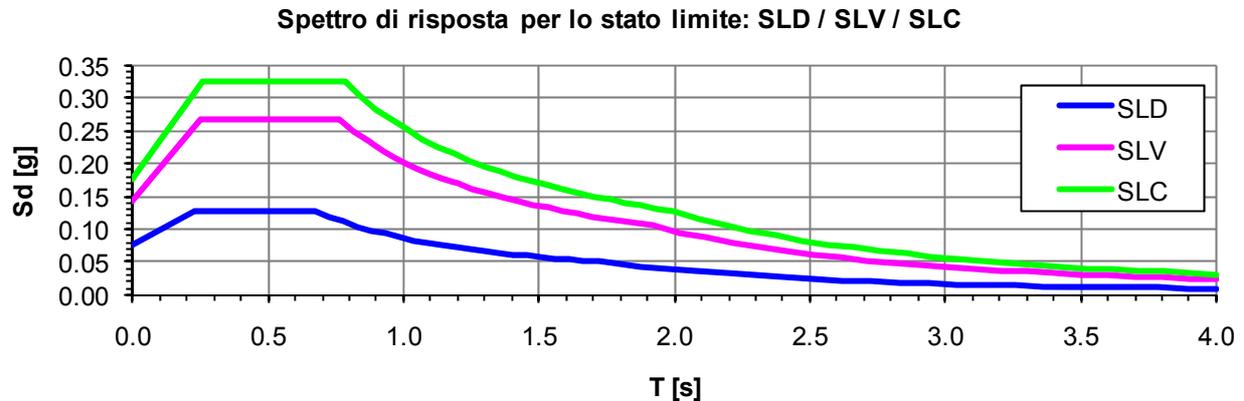
$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_n \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.177
0.261	0.325
0.782	0.325
0.840	0.302
0.898	0.283
0.956	0.266
1.013	0.251
1.071	0.237
1.129	0.225
1.186	0.214
1.244	0.204
1.302	0.195
1.359	0.187
1.417	0.179
1.475	0.172
1.532	0.166
1.590	0.160
1.648	0.154
1.705	0.149
1.763	0.144
1.821	0.140
1.879	0.135
1.936	0.131
1.994	0.127
2.089	0.116
2.185	0.106
2.280	0.097
2.376	0.090
2.472	0.083
2.567	0.077
2.663	0.071
2.758	0.067
2.854	0.062
2.949	0.058
3.045	0.055
3.140	0.051
3.236	0.048
3.331	0.046
3.427	0.043
3.522	0.041
3.618	0.039
3.713	0.037
3.809	0.035
3.904	0.033
4.000	0.032

La seguente figura mostra lo spettro di risposta utilizzato per la definizione delle componenti sismiche orizzontali nei diversi stati limite.



La valutazione delle spinte sismiche sulla struttura di sostegno si avvarrà dei seguenti parametri:

Caratteristiche terreno		
ϕ rilevato ($^{\circ}$ / rad) (M1)	35.00	0.61
Attrito terra muro- δ ($^{\circ}$ /rad) (M1)	17.50	0.31
ϕ rilevato ($^{\circ}$ /rad) (M2)	29.26	0.51
Attrito terra muro- δ ($^{\circ}$ /rad) (M2)	14.63	0.26
Incl. paramento - ψ ($^{\circ}$ / rad)	90.00	1.57
Incl scarpata - β ($^{\circ}$ / rad)	0.00	0.00
γ_t rilevato (kN/m^3)	20.00	

Coefficienti di spinta	
k_0 statico (M1)	0.4264
k_a statico (M1)	0.2461
k_a din.1 (M1)	0.2567
k_a din.2 (M1)	0.2565
k_0 statico (M2)	0.511
k_a statico (M2)	0.3105
k_a din.1 (M2)	0.3225
k_a din.2 (M2)	0.3222

4. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-08, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-08 tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4/NTC-08 cap. 2.5.3.+ N.A.D..

Ai fini della verifica dell'impalcato si possono prendere in esame, nell'ambito delle azioni da traffico, i soli carichi di gruppo 1.

Le azioni variabili dominanti di interesse sono:

- carichi mobili Q_k
- variazioni termiche T_k

Esse verranno considerate di volta in volta dominanti, nell'elaborazione delle combinazioni S.L.U., S.L.E. caratteristica e S.L.E. frequente.

In dettaglio:

S.L.U. - STR

Si considera l'involuppo delle seguenti combinazioni.

S.L.U. - Q_k dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} G_{k,ep} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} Q_{k,gr1} + \gamma_{q,2} 0.6 T_k$$

S.L.U. - T_k dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} G_{k,ep} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,2} T_k + \gamma_{q,1} (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL})$$

I parametri di scelta nazionale indicati dal N.A.D. sono i seguenti:

γ_{G1}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
γ_{G2}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo per l'effetto della spinta delle terre
γ_{sh}	1.20	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
γ_{Q1}	0.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.20	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.

S.L.U. - GEO

Ai soli fini delle verifiche geotecniche, si considerano le medesime combinazioni viste per lo S.L.U. – STR, impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

γ_{G1}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio e di pretensione stralli
γ_{G2}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente

γ_{G3}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per l'effetto della spinta delle terre
γ_{sh}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
γ_{Q1}	1.15 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.0 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.

S.L.E. – caratteristica

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. fond. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + Q_{k,gr1/2} + 0.6 T_k$$

S.L.E. fond. - T_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + T_k + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL})$$

S.L.E. - frequente

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. freq. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + 0.5 T_k$$

S.L.E. freq. - T_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + 0.6 T_k$$

S.L.E. - quasi permanente

Si considera la seguente combinazione.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + 0.5 T_k$$

S.L.U. - fatica

L'approccio scelto per le verifiche a fatica è quello relativo alla "vita illimitata", per i cui criteri di base si rimanda alle EN 1991-1-9 cap. 3(1)/(7)b (NTC-08 cap. C.4.2.4.1.4.6.1).

Per la modellazione della parte ciclica dei carichi si adotta il modello di carico per fatica n.3 (FLM3), unitamente al metodo dei coefficienti λ , i cui criteri generali sono contenuti in EN1993-1-8 cap. 6.3/EN1993-2 cap. 9.5.2 (istr. NTC-08 C.4.2.4.1.4.6.3).

L'elaborazione della combinazione di verifica a fatica viene effettuata con riferimento a quanto previsto in EN 1992-1-1 6.8.3(1), sovrapponendo le sollecitazioni indotte dalla parte ciclica dei carichi a quello indotto dalla parte non ciclica. Relativamente alla parte non ciclica, si fa riferimento alla combinazione S.L.E. frequente, in cui i carichi variabili sono costituiti dai contributi non dominanti significativi (T_k , F_{wk}), mentre la parte ciclica è costituita dalle sollecitazioni indotte dal transito del veicolo FLM3, alternativamente sulle corsie lente predisposte sul piano viabile.

Pertanto, l'ampiezza del Δ di tensione viene valutata sulla base di:

$$\Sigma G_{k,j} + G_{kep} + G_{sh} + 0.5 T_k + Q_{fat(FLM3)}$$

Si evidenzia che, come necessario, si terrà conto, nell'ambito del calcolo del massimo/minimo effetto, dell'eventuale cambio di "stato" (cracked/uncracked) della soletta.

S.L.U. - sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la seguente combinazione:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{sh} + 0.5 T_k + E_d$$

E_d sollecitazione sismica.

Tutte le combinazioni ed involuppi indicati vengono effettuati in automatico dal sistema ad elementi finiti Lusas, che provvede inoltre a selezionare, nell'ambito dei coefficienti di combinazione quello di volta in volta più gravoso.

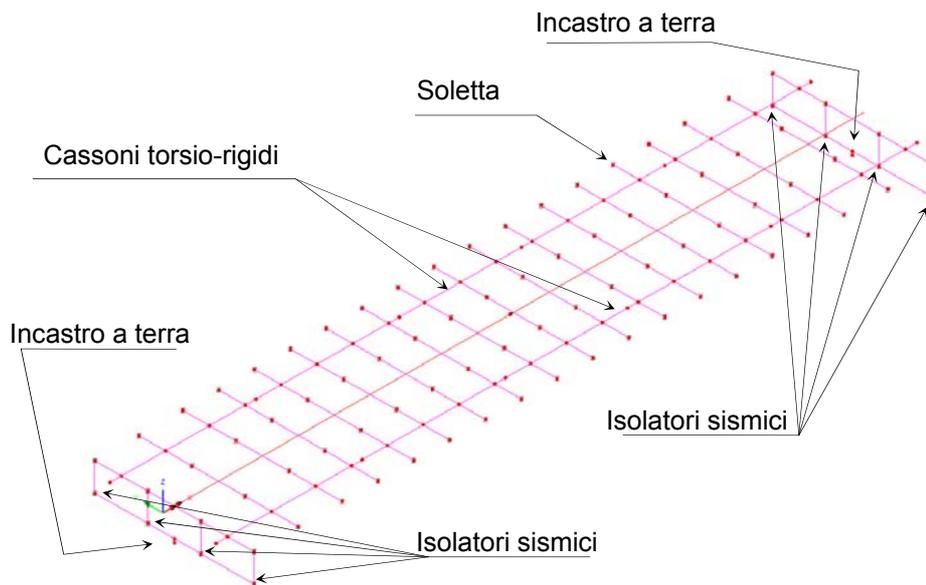
5. Analisi strutturale impalcato

5.1 Generalità

L'impalcato viene modellato mediante un grigliato di elementi "beam" lineari a due nodi, con vincoli e proprietà geometriche variabili in funzione della fase studiata e del tipo di contributo di carico, così come accennato nei capitoli introduttivi.

Le presenza della controventatura inferiore è tenuta conto nel calcolo delle proprietà geometriche dei due fili di trave che simulano i cassoncini. Il collegamento fra di essi è garantito da elementi rigidi a cui sono agganciati, mediante 6 nodi, gli elementi che simulano la soletta posta sulla piattabanda superiore.

In corrispondenza della coda del singolo cassoncino, viene simulata la presenza dei due isolatori sismici per parte con l'ausilio di 4 braccetti rigidi disposti lungo la direzione trasversale e di altrettanti rigidi che li riportano nell'effettiva posizione in direzione verticale. La struttura viene poi incollata a terra mediante elementi rigidi. La figura seguente riporta il modello della struttura.



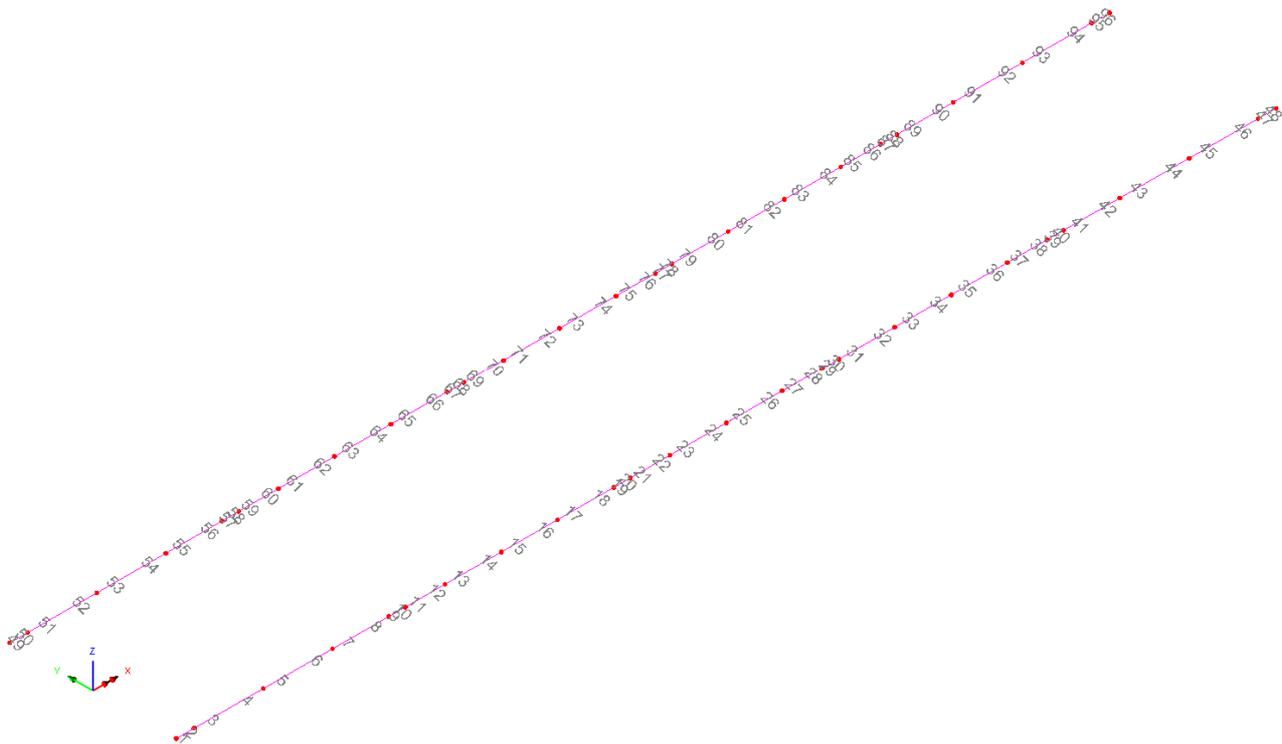
Modello della struttura impalcato

Il piano nodale dell'impalcato è modellato, per convenzione, a quota estradosso trave metallica ed ha andamento orizzontale. Tutti gli elementi strutturali (soletta e rigidi) sono modellati, nell'ambito delle specifiche fasi, considerando le effettive eccentricità dell'asse baricentrico rispetto a tale riferimento.

La numerazione degli elementi delle travate è sequenziale, e prevede:

elementi da n. 1 a n. 48 per il filo "destro"

elementi da n. 49 a n. 96 per il filo "sinistro"



Elementi di travi principali

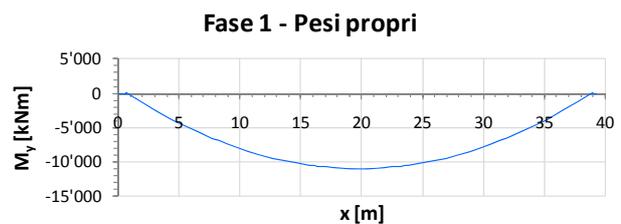
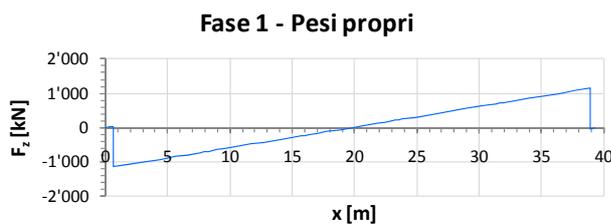
5.2 Report sollecitazioni trave esterna

A valle dell'analisi strutturale, effettuate per le singole azioni caratteristiche, vengono effettuati in automatico dal programma Lusas gli involuipi e le combinazioni di carico pertinenti ai vari scopi, rispettivamente per $V_{max/min}$ e $M_{max/min}$. In fase di combinazione il programma procede in automatico a selezionare il coefficiente $\gamma_{fav}/\gamma_{unfav}$.

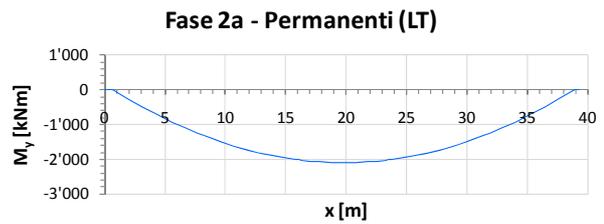
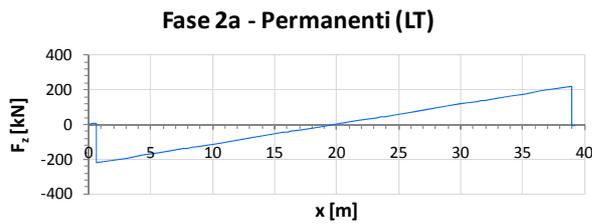
L'output delle azioni variabili viene effettuato attraverso involuipi e combinazioni volti a massimizzare/minimizzare l'azione tagliante V ed il momento flettente M.

Nel seguito si riportano i diagrammi qualitativi delle sollecitazioni rilevate per le varie famiglie di carico, (valori caratteristici) riepilogati nella mappa seguente. Tutti i valori sono espressi in N e Nm per il singolo cassone equivalente, e sono riferiti all'intero sviluppo della travata reale relativo al filo di destra. Vengono omessi i diagrammi non significativi.

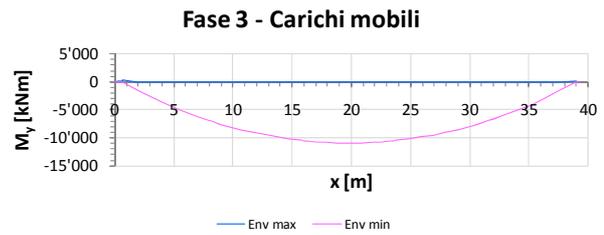
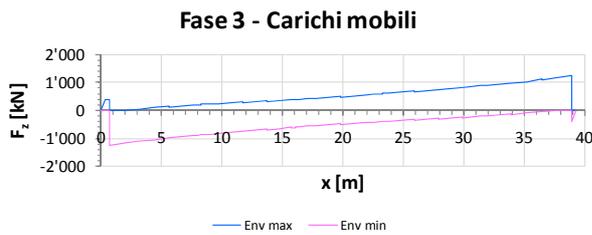
1) Pesì propri (G_{k1})



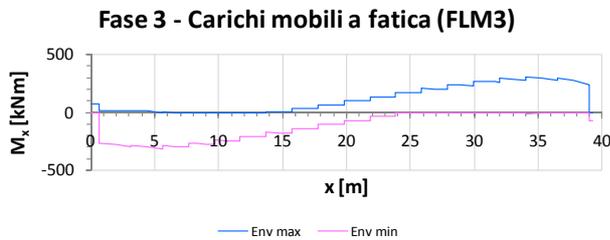
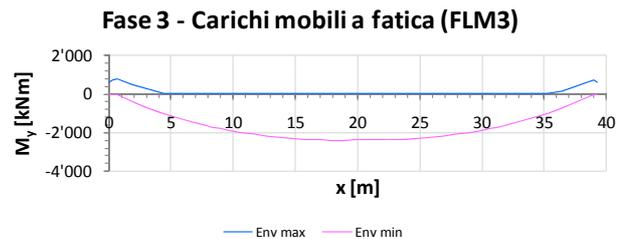
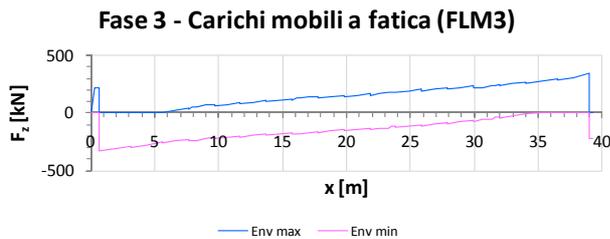
2) Sovraccarichi permanenti (G_{k2})



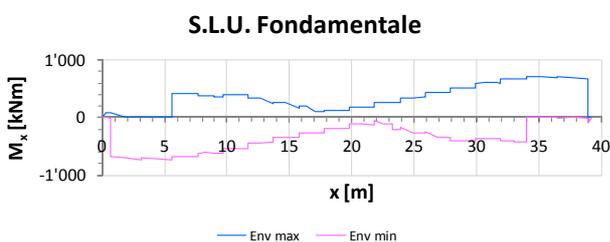
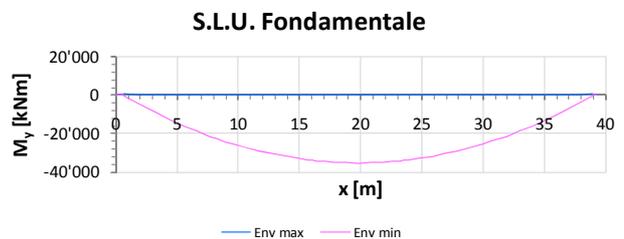
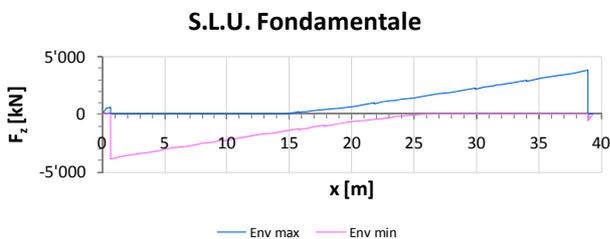
3) Involuppo MOBILI gruppo 1 ($Q_{TS,k} + Q_{UDL,k}$)



4) Involuppo carichi FATICA



5) Involuppo S.L.U.



6. Deformazioni e contrefrecce

6.1 Deformazioni massime

Si riporta di seguito l'inviluppo della deformata delle travi di impalcato per:

- Carichi di fase 1
- Combinazione S.L.E. Quasi Permanente
- Combinazione S.L.E. Frequente (*)
- Combinazione S.L.E. Caratteristica
- Carichi mobili, valore caratteristico Q_k (inviluppo TS + UDL)
- Carichi mobili, valore "frequente" (inviluppo 0.75 TS + 0.4 UDL)

I diagrammi sono riferiti in tutti i casi alla condizione lungo termine.

(*) In accordo a EN 1993-2,7.8.1.(2), la combinazione S.L.E. frequente viene presa come riferimento per la valutazione qualitativa del comportamento deformativo dell'opera.

a) Carichi di Fase 1

Scale: 1: 114.473

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

F1 - Peso Proprio_M

Maximum displacement 0.149675 at node 295

Deformation exaggeration: 4.72506

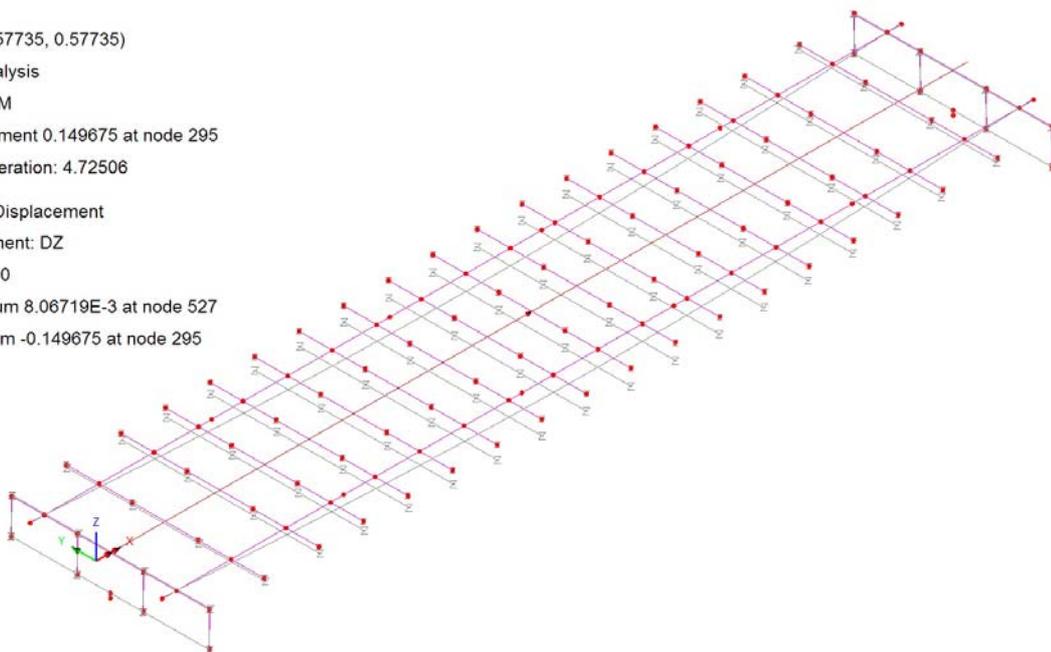
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 8.06719E-3 at node 527

Peak/value minimum -0.149675 at node 295



b) S.L.E. Quasi Permanente

Scale: 1: 114.581

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

SLS Q.Perm - STR (Min)

Maximum displacement 0.213634 at node 465

Deformation exaggeration: 3.30598

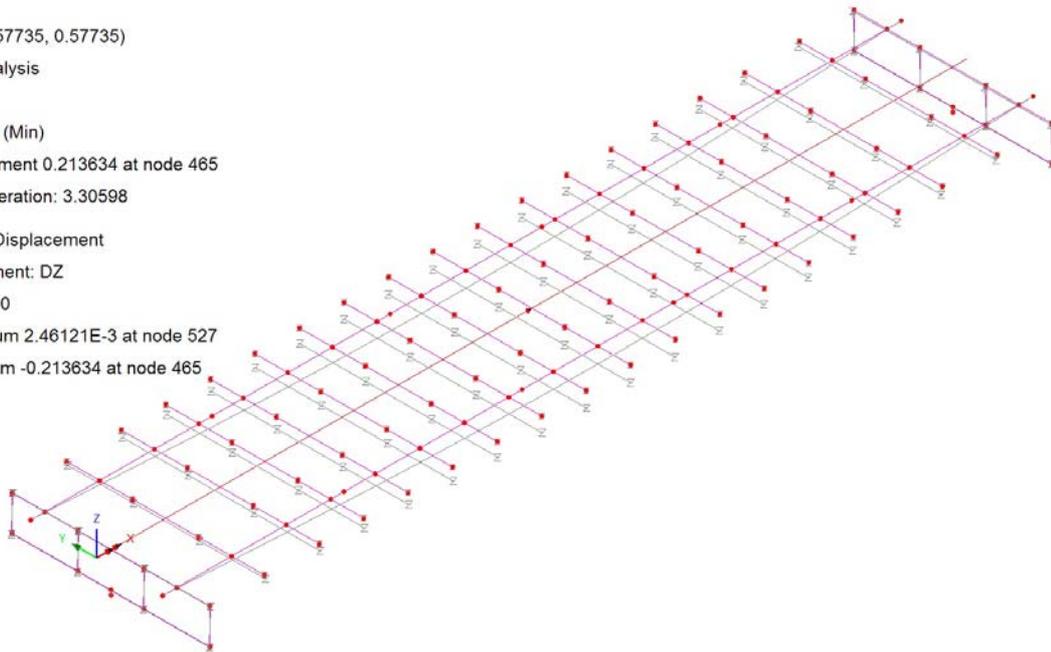
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 2.46121E-3 at node 527

Peak/value minimum -0.213634 at node 465

**c) S.L.E. Frequente**

Scale: 1: 114.648

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

SLS Freq - STR (Min)

Maximum displacement 0.243733 at node 469

Deformation exaggeration: 2.89927

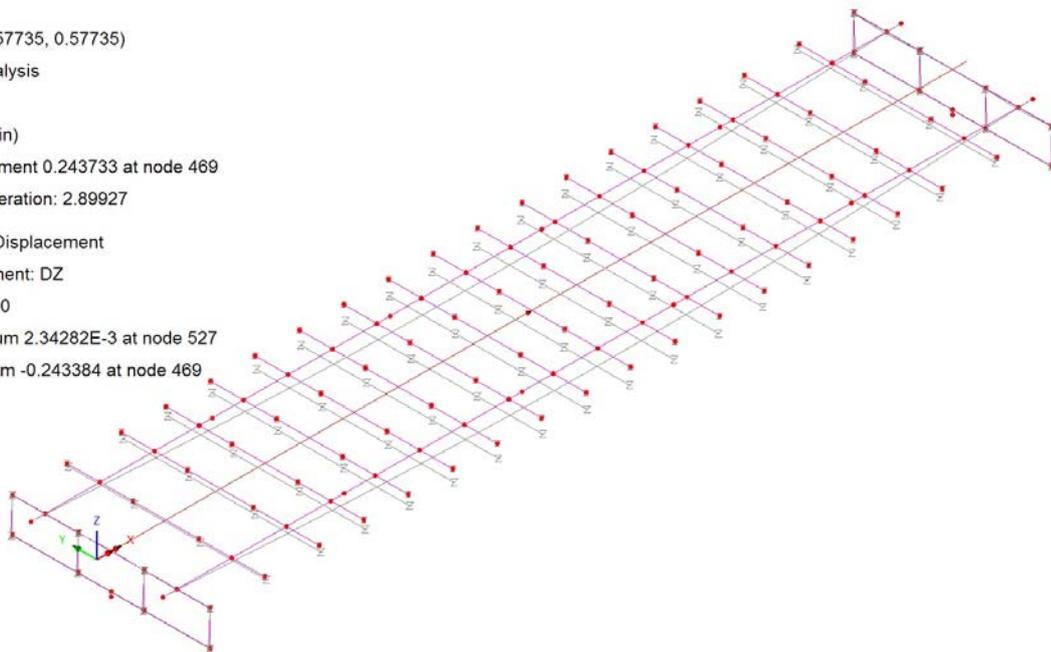
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 2.34282E-3 at node 527

Peak/value minimum -0.243384 at node 469



d) S.L.E. Caratteristica

Scale: 1: 114.6

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

SLS Rara - STR (Min)

Maximum displacement 0.267188 at node 469

Deformation exaggeration: 2.64299

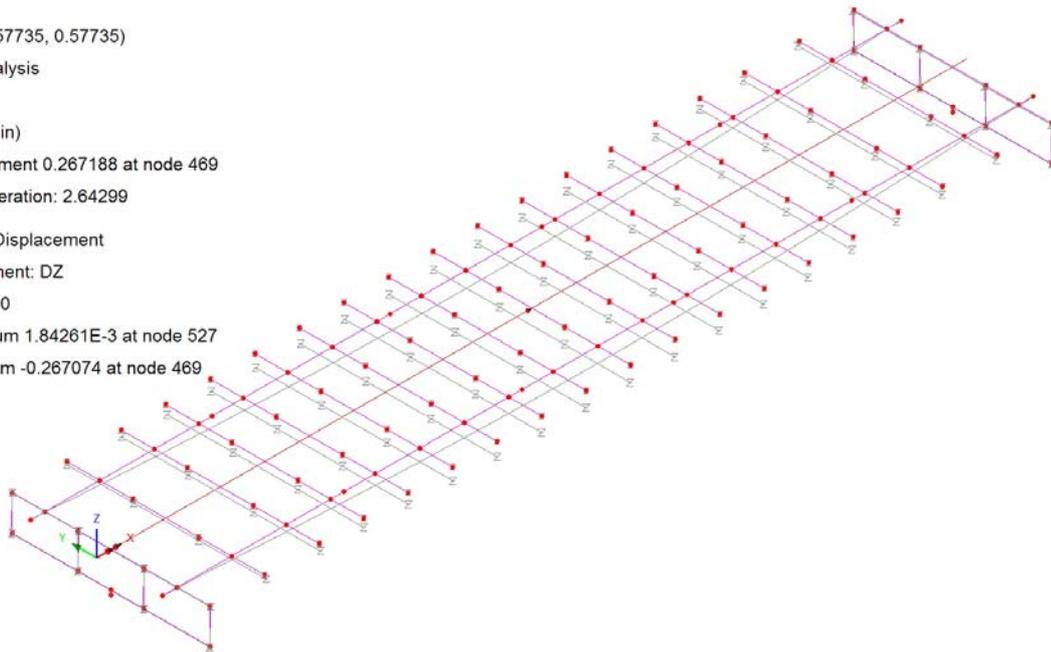
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 1.84261E-3 at node 527

Peak/value minimum -0.267074 at node 469

**e) Carichi mobili Qk (TS + UDL)**

Scale: 1: 114.454

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

F3b - Mobili dom_M (Min)

Maximum displacement 0.051387 at node 469

Deformation exaggeration: 13.7375

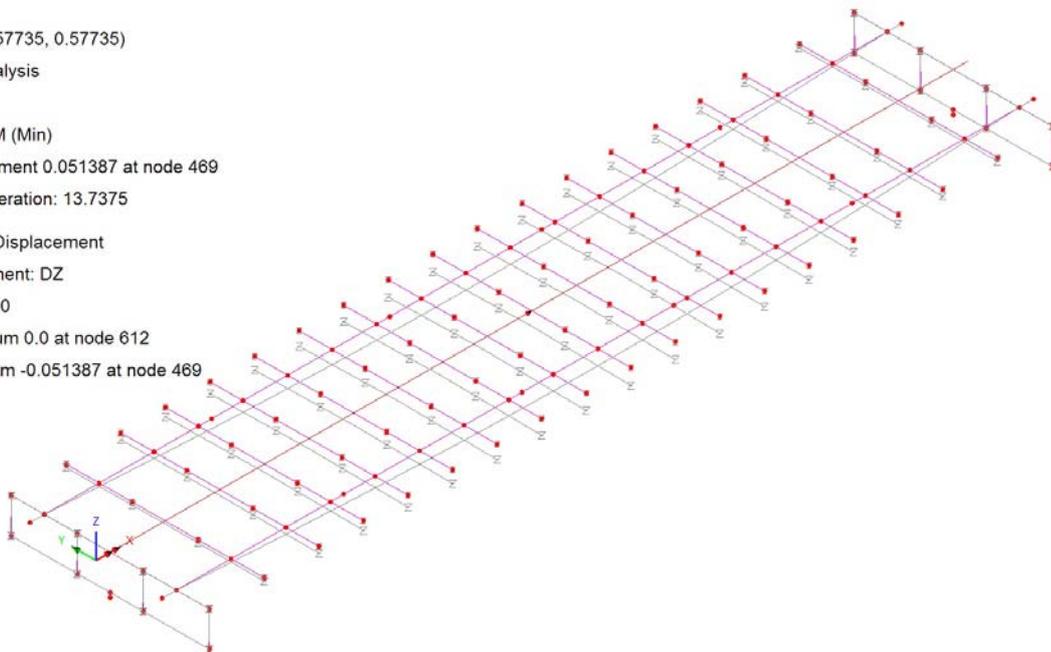
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 0.0 at node 612

Peak/value minimum -0.051387 at node 469



f) Carichi mobili frequenti Qk (075 TS + 0.4 UDL)

Scale: 1: 115.712

Zoom: 100.0

Eye: (-0.57735, -0.57735, 0.57735)

Linear/dynamic analysis

Combining on: DZ

F3b - Mobili conc_M (Min)

Maximum displacement 0.0324808 at node 469

Deformation exaggeration: 21.9222

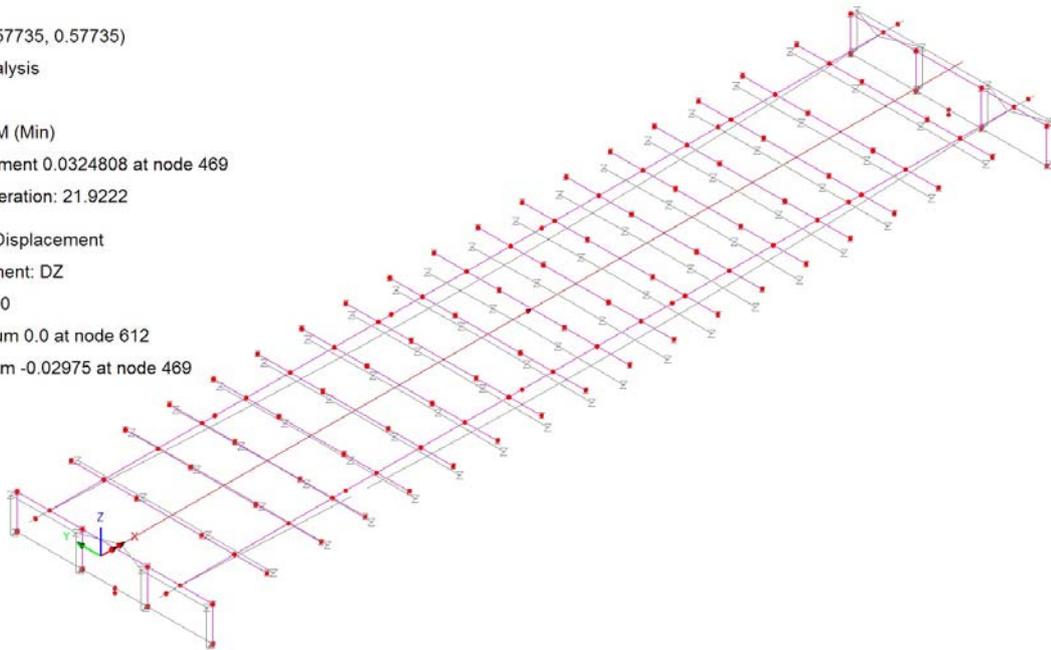
Peak/value entity: Displacement

Peak/value component: DZ

Peak range(%): 10.0

Peak/value maximum 0.0 at node 612

Peak/value minimum -0.02975 at node 469



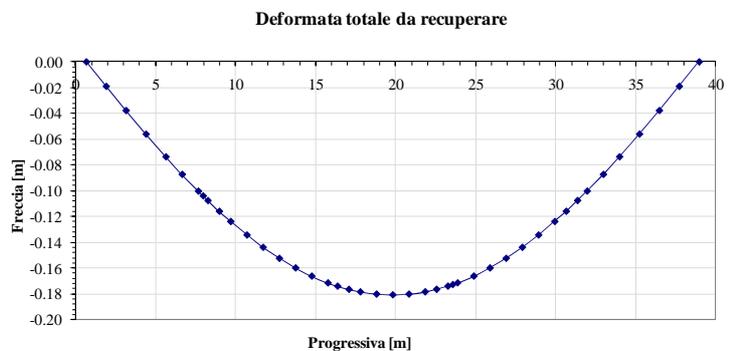
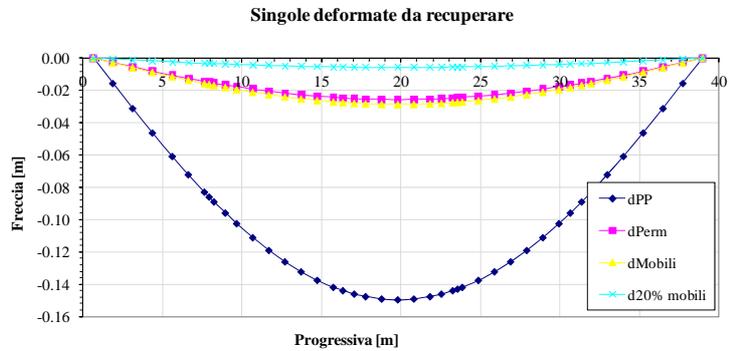
Le frecce massime sono riepilogate nella tabella seguente, unitamente al rapporto luce/freccia.

	δ [mm]	δ / L
Carichi di fase 1	150	1 / 255
S.L.E. Quasi Permanente	214	1 / 179
S.L.E. Frequente (*)	243	1 / 158
S.L.E. Caratteristica	267	1 / 143
Carichi mobili, val. car.	51	1 / 751
Carichi mobili, val. freq.	30	1 / 1277

6.2 Controfreccie

Viene fornita alle travi metalliche una contromonta determinata sulla base delle frecce dovute ai carichi di peso proprio, permanente ed un'aliquota dei carichi accidentali fissata nel 20 %.

Progr [m]	Deformate [mm]					
	d _{pp}	d _{Perm}	d _{Mobili}	d _{20% mobili}	d _{tot}	
0.65	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
1.894	-0.0157	-0.0027	-0.0030	-0.0006	-0.0190	
3.138	-0.0313	-0.0054	-0.0059	-0.0012	-0.0378	
4.381	-0.0464	-0.0080	-0.0087	-0.0017	-0.0561	
5.625	-0.0609	-0.0105	-0.0115	-0.0023	-0.0737	
6.638	-0.0723	-0.0124	-0.0136	-0.0027	-0.0874	
7.65	-0.0830	-0.0143	-0.0156	-0.0031	-0.1004	
7.95	-0.0861	-0.0148	-0.0162	-0.0032	-0.1041	
A→B	8.25	-0.0891	-0.0153	-0.0168	-0.1077	
8.962	-0.0960	-0.0165	-0.0181	-0.0036	-0.1161	
9.675	-0.1025	-0.0176	-0.0194	-0.0039	-0.1240	
10.688	-0.1112	-0.0191	-0.0210	-0.0042	-0.1345	
11.7	-0.1191	-0.0204	-0.0225	-0.0045	-0.1440	
12.712	-0.1262	-0.0216	-0.0239	-0.0048	-0.1526	
13.725	-0.1324	-0.0227	-0.0251	-0.0050	-0.1601	
14.738	-0.1376	-0.0236	-0.0261	-0.0052	-0.1664	
15.75	-0.1420	-0.0243	-0.0270	-0.0054	-0.1717	
B→C	16.35	-0.1441	-0.0247	-0.0274	-0.0055	-0.1742
17.062	-0.1461	-0.0250	-0.0278	-0.0056	-0.1767	
17.775	-0.1477	-0.0253	-0.0281	-0.0056	-0.1786	
18.787	-0.1492	-0.0255	-0.0284	-0.0057	-0.1804	
19.8	-0.1497	-0.0256	-0.0285	-0.0057	-0.1810	
20.812	-0.1492	-0.0255	-0.0284	-0.0057	-0.1804	
21.825	-0.1477	-0.0253	-0.0281	-0.0056	-0.1786	
22.538	-0.1461	-0.0250	-0.0278	-0.0056	-0.1767	
C→B	23.25	-0.1441	-0.0247	-0.0274	-0.0055	-0.1742
23.55	-0.1431	-0.0245	-0.0272	-0.0054	-0.1730	
23.85	-0.1420	-0.0243	-0.0270	-0.0054	-0.1717	
24.862	-0.1376	-0.0236	-0.0261	-0.0052	-0.1664	
25.875	-0.1324	-0.0227	-0.0251	-0.0050	-0.1601	
26.888	-0.1262	-0.0216	-0.0239	-0.0048	-0.1526	
27.9	-0.1191	-0.0204	-0.0225	-0.0045	-0.1440	
28.912	-0.1112	-0.0191	-0.0210	-0.0042	-0.1345	
29.925	-0.1025	-0.0176	-0.0194	-0.0039	-0.1240	
30.638	-0.0960	-0.0165	-0.0181	-0.0036	-0.1161	
B→A	31.35	-0.0891	-0.0153	-0.0168	-0.0034	-0.1077
31.95	-0.0830	-0.0143	-0.0156	-0.0031	-0.1004	
32.963	-0.0723	-0.0124	-0.0136	-0.0027	-0.0874	
33.975	-0.0609	-0.0105	-0.0115	-0.0023	-0.0737	
35.219	-0.0464	-0.008	-0.0087	-0.0017	-0.0561	
36.462	-0.0313	-0.0054	-0.0059	-0.0012	-0.0378	
37.706	-0.0157	-0.0027	-0.0030	-0.0006	-0.0190	
38.95	0.0000	-3E-10	0.0000	0.0000	0.0000	

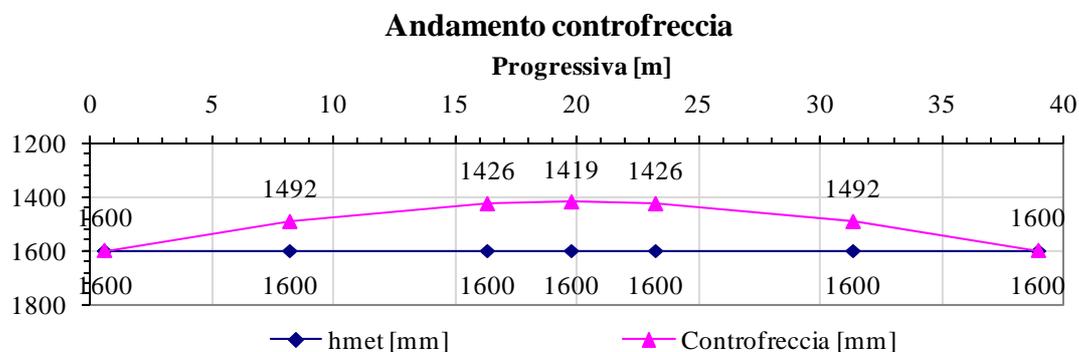


Compatibilmente con la disposizione delle giunzioni, le contromonte verranno fornite nel seguente modo:

$\delta = + 108 \text{ mm}$ alla giunzione tra conci A-B

$\delta = + 174 \text{ mm}$ alla giunzione tra conci B-C

L'allineamento delle travi assumerà pertanto la forma diagrammata qualitativamente di seguito.



7. Verifiche travi

7.1 Generalità

Le verifiche vengono effettuate considerando la sezione a doppio "T", con la relativa porzione collaborante di soletta superiore. Le sollecitazioni di verifica di ciascuna trave vengono direttamente dedotte dalle combinazioni del modello ad elementi finiti.

Il passaggio dalle caratteristiche di sollecitazione di cassone equivalente a quelle relative alla singola trave a doppio T viene effettuato con riferimento alla seguente formula:

$$M_{Ed, trave} = \frac{1}{2} \cdot M_{Ed, cassone}$$

$$V_{Ed, trave} = \frac{1}{2} \cdot V_{Ed, cassone} + T_{Ed, cassone} / b \quad \text{con } b = \text{interasse travi del cassone equivalente}$$

Si fa riferimento ai criteri per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) contenuti in EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2/NTC-08 cap 4.2., 4.3 e relative Istruzioni.

Nell'ambito dei vari S.L. considerati, si effettuano le seguenti verifiche sezionali:

S.L.U. Fondamentale

resistenza delle sezioni (incluse verifiche di local buckling)

S.L.E. Caratteristica

limitazione delle tensioni

S.L.E. Frequente

web breathing

fessurazione soletta

Fatica

verifica dell'ampiezza dei $\Delta\sigma$ (metodo dei coefficienti λ)

Il complesso delle precedenti verifiche viene effettuato in automatico, dal programma "Ponti EC4" per le sezioni di verifica individuate nei capitoli introduttivi, e per le quali si riporta di seguito il quadro identificativo.

7.2 S.L.U. - resistenza delle sezioni

Le verifica S.L.U. di resistenza delle sezioni viene effettuata sistematicamente considerando le combinazioni S.L.U. – $M_{max}/M_{min}/V_{max}/V_{min}$, tenendo ovviamente conto, di volta in volta, delle rispettive caratteristiche di sollecitazione concomitanti. Si sintetizzano di seguito i passi principali della verifica:

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sottocomponenti

- Analisi plastica

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

- Classificazione effettiva della sezione

Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame (max/min M_{Ed} , max/min V_{Ed} , con i rispettivi valori concomitanti)

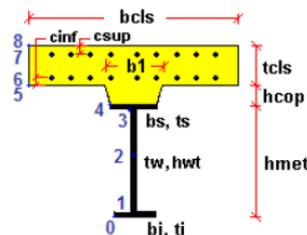
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico $\eta_{1,}$; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

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

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

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



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

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

Viene valutata la suscettibilità o meno delle sezioni allo shear buckling, procedendo quindi come segue:

sezioni non soggette a "shear buckling"

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

sezioni suscettibili di "shear buckling"

per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione χ_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributo resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$.

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

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

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

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

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd}$$

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd}$$

7.2.1 Riepilogo coefficienti di sfruttamento

Si riporta il riepilogo dei coefficienti di sfruttamento significativi in forma tabellare e grafica. In allegato si riporta, a titolo di esempio, lo sviluppo completo del ciclo di verifica per una delle sezioni più significativa.

Le tabelle seguenti riepilogano, per ciascuna delle quattro combinazioni base esaminate ($M_{max/min}$, $V_{max/min}$), l'esito delle verifiche S.L.U. – resistenza delle sezioni, tramite le seguenti grandezze:

a) classificazione effettiva della sezione

effettuata sulla base dell'effettiva posizione dell'a.n. el./pl., qui riportata direttamente in fase3

b) rapporto di sfruttamento plastico $\eta_1 = M_{Ed}/M_{Rd}$

significativo (applicabile) solo quando la classe della sezione ≤ 2 ; in tutti gli altri casi la casella relativa appare ombreggiata

c) rapporto di sfruttamento elastico $\eta_1 = \sigma_{Ed}/\gamma_{mo}f_{yk}$

significativo solo quando la classe della sezione ≥ 2 ; in tutti gli altri casi la casella relativa appare ombreggiata

d) rapporto di sfruttamento a taglio $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$

somma dei contributi resistenti di anima e flange: $V_{Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$

e) rapporto di sfruttamento a taglio della sola anima V_{Ed}/V_{bw}

rapporto di sfruttamento a flessione della sezione formata dalle sole flange M_{Ed}/M_{fRd}

f) rapporto di sfruttamento assoluto ($V/M/N$)

indica il rapporto di sfruttamento complessivo, in presenza di interazione taglio/tensioni normali; in assenza di interazione non risulta significativo

Sezione	Comb.	Classe	M_{Ed}/M_{Rd}	$\sigma_{Ed}/\gamma_{mo}f_{yk}$	V_{Ed}/V_{Rd}	$M_{Ed}/M_{f,Rd}$	$V_{Ed}/V_{bw,Rd}$	V/M/N	$v_{Ed}/(n \cdot P_{Rd})$	$v_{Ed}/(ksn \cdot P_{Rd})$
A_S1	0.65	1	0.09		0.45	0.1	0.48	No int.	0.188	0.21
A_S2	5.625	1	0.25		0.18	0.38	0.19	No int.	0.042	0.06
A_S3	8.25	1	0.33		0.15	0.48	0.16	No int.	0.034	0.05
B_S4	8.251	1	0.31		0.15	0.44	0.16	No int.	0.042	0.06
B_S5	9.675	1	0.34		0.13	0.48	0.14	No int.	0.037	0.05
B_S6	13.725	1	0.40		0.08	0.57	0.08	No int.	0.023	0.03
B_S7	16.35	1	0.43		0.05	0.61	0.05	No int.	0.014	0.02
C_S8	16.351	1	0.40		0.05	0.55	0.05	No int.	0.019	0.03
C_S9	17.775	1	0.41		0.03	0.57	0.03	No int.	0.012	0.02
C_S10	19.8	1	0.42		0.00	0.57	0.00	No int.	0.003	0.00
C_S11	21.825	1	0.41		0.03	0.57	0.03	No int.	0.012	0.02
C_S12	23.25	1	0.40		0.05	0.55	0.05	No int.	0.019	0.03
B_S13	23.251	1	0.43		0.05	0.61	0.05	No int.	0.014	0.02
B_S14	25.875	1	0.40		0.08	0.57	0.08	No int.	0.023	0.03
B_S15	29.925	1	0.34		0.13	0.48	0.14	No int.	0.037	0.05
B_S16	31.35	1	0.31		0.15	0.44	0.16	No int.	0.042	0.06
A_S17	31.351	1	0.33		0.15	0.49	0.16	No int.	0.034	0.05
A_S18	33.975	1	0.25		0.18	0.38	0.19	No int.	0.042	0.06
A_S19	38.95	1	0.09		0.45	0.1	0.48	No int.	0.188	0.20
A_S1	0.65	1	0.09		0.24	0.13	0.25	No int.	0.051	0.08
A_S2	5.625	1	0.50		0.52	0.74	0.53	No int.	0.295	0.32
A_S3	8.25	1	0.67		0.37	0.99	0.37	No int.	0.181	0.20
B_S4	8.251	1	0.62		0.36	0.88	0.37	No int.	0.223	0.24
B_S5	9.675	1	0.69		0.41	0.98	0.41	No int.	0.288	0.31
B_S6	13.725	1	0.84		0.19	1.19	0.19	No int.	0.118	0.13
B_S7	16.35	1	0.90		0.10	1.27	0.10	No int.	0.066	0.07
C_S8	16.351	1	0.84		0.11	1.15	0.11	No int.	0.087	0.09
C_S9	17.775	1	0.86		0.06	1.17	0.06	No int.	0.05	0.06
C_S10	19.8	1	0.86		0.01	1.18	0.01	No int.	0.012	0.01
C_S11	21.825	1	0.86		0.06	1.17	0.06	No int.	0.048	0.05
C_S12	23.25	1	0.84		0.11	1.15	0.11	No int.	0.085	0.09
B_S13	23.251	1	0.90		0.11	1.27	0.11	No int.	0.064	0.07
B_S14	25.875	1	0.84		0.19	1.19	0.19	No int.	0.116	0.13
B_S15	29.925	1	0.69		0.32	0.98	0.32	No int.	0.195	0.21
B_S16	31.35	1	0.62		0.45	0.88	0.46	No int.	0.317	0.35
A_S17	31.351	1	0.67		0.45	0.99	0.46	No int.	0.258	0.28
A_S18	33.975	1	0.50		0.44	0.74	0.45	No int.	0.22	0.24
A_S19	38.95	1	0.09		0.24	0.13	0.25	No int.	0.051	0.08
A_S1	0.65	1	0.09		0.24	0.13	0.25	No int.	0.051	0.08
A_S2	5.625	1	0.35		0.14	0.52	0.15	No int.	0.003	0.02
A_S3	8.25	1	0.48		0.09	0.71	0.09	No int.	0.023	0.01
B_S4	8.251	1	0.45		0.09	0.63	0.09	No int.	0.029	0.02
B_S5	9.675	1	0.49		0.07	0.69	0.07	No int.	0.031	0.02
B_S6	13.725	1	0.60		0.01	0.85	0.01	No int.	0.052	0.05
B_S7	16.35	1	0.68		0.05	0.97	0.05	No int.	0.086	0.09
C_S8	16.351	1	0.64		0.05	0.87	0.05	No int.	0.114	0.12
C_S9	17.775	1	0.66		0.08	0.9	0.08	No int.	0.136	0.14
C_S10	19.8	1	0.76		0.12	1.04	0.12	No int.	0.172	0.19
C_S11	21.825	1	0.79		0.18	1.08	0.18	No int.	0.209	0.23
C_S12	23.25	1	0.77		0.22	1.06	0.22	No int.	0.238	0.26
B_S13	23.251	1	0.82		0.22	1.17	0.22	No int.	0.181	0.20
B_S14	25.875	1	0.79		0.29	1.12	0.29	No int.	0.224	0.24
B_S15	29.925	1	0.66		0.41	0.94	0.41	No int.	0.294	0.32
B_S16	31.35	1	0.60		0.45	0.85	0.46	No int.	0.321	0.35
A_S17	31.351	1	0.64		0.46	0.96	0.46	No int.	0.261	0.28
A_S18	33.975	1	0.49		0.52	0.72	0.54	No int.	0.296	0.32
A_S19	38.95	1	0.09		0.65	0.12	0.68	No int.	0.364	0.40
A_S1	0.65	1	0.09		0.65	0.12	0.68	No int.	0.365	0.40
A_S2	5.625	1	0.49		0.52	0.73	0.54	No int.	0.297	0.32
A_S3	8.25	1	0.64		0.46	0.95	0.46	No int.	0.26	0.28
B_S4	8.251	1	0.60		0.45	0.85	0.46	No int.	0.32	0.35
B_S5	9.675	1	0.67		0.41	0.95	0.42	No int.	0.295	0.32
B_S6	13.725	1	0.79		0.29	1.13	0.29	No int.	0.225	0.24
B_S7	16.35	1	0.83		0.22	1.18	0.22	No int.	0.182	0.20
C_S8	16.351	1	0.78		0.22	1.06	0.22	No int.	0.24	0.26
C_S9	17.775	1	0.79		0.18	1.08	0.18	No int.	0.21	0.23
C_S10	19.8	1	0.70		0.12	0.96	0.12	No int.	0.169	0.18
C_S11	21.825	1	0.66		0.08	0.9	0.08	No int.	0.139	0.15
C_S12	23.25	1	0.63		0.04	0.87	0.04	No int.	0.11	0.11
B_S13	23.251	1	0.68		0.04	0.96	0.04	No int.	0.083	0.09
B_S14	25.875	1	0.61		0.01	0.86	0.01	No int.	0.055	0.05
B_S15	29.925	1	0.50		0.07	0.7	0.07	No int.	0.034	0.02
B_S16	31.35	1	0.44		0.09	0.62	0.09	No int.	0.023	0.01
A_S17	31.351	1	0.47		0.09	0.69	0.09	No int.	0.019	0.01
A_S18	33.975	1	0.36		0.14	0.53	0.14	No int.	0	0.02
A_S19	38.95	1	0.09		0.24	0.13	0.25	No int.	0.051	0.08
Valori di punta			0.90		0.65	1.27	0.68	No int.	0.37	0.40

Dall'esame delle tabelle riportate poco sopra, si evince il soddisfacimento di tutte le verifiche S.L.U. - resistenza delle sezioni.

I diagrammi seguenti visualizzano, i seguenti rapporti di sfruttamento:

max η assoluto

Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .

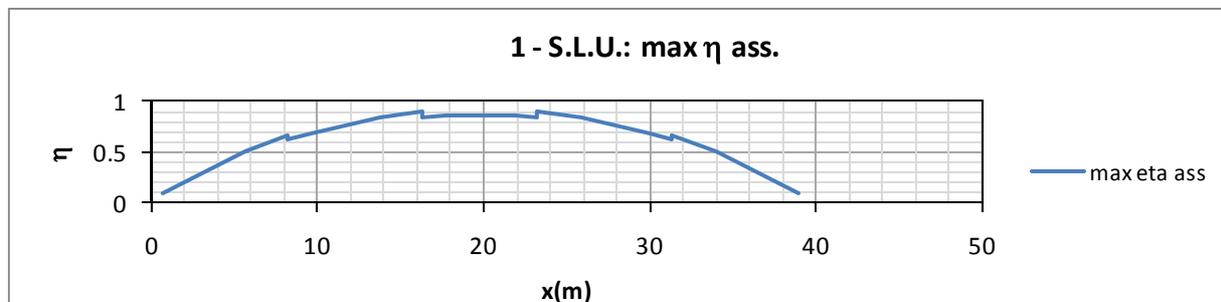
max η_1 / η_{11}

Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto $\eta_{11} = M_{Ed}/M_{pl}$ (rapporto di sfruttamento plastico); in tutti gli altri casi è pari a $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{mo}f_{yk})$. I rapporti di sfruttamento a flessione, risp. elastici e plastici vengono tracciati indipendentemente dal campo di applicabilità; in ogni caso, il valore considerato nel calcolo del rapporto di sfruttamento assoluto considera di volta in volta il rapp. elastico/plastico in funzione degli effettivi limiti di applicabilità.

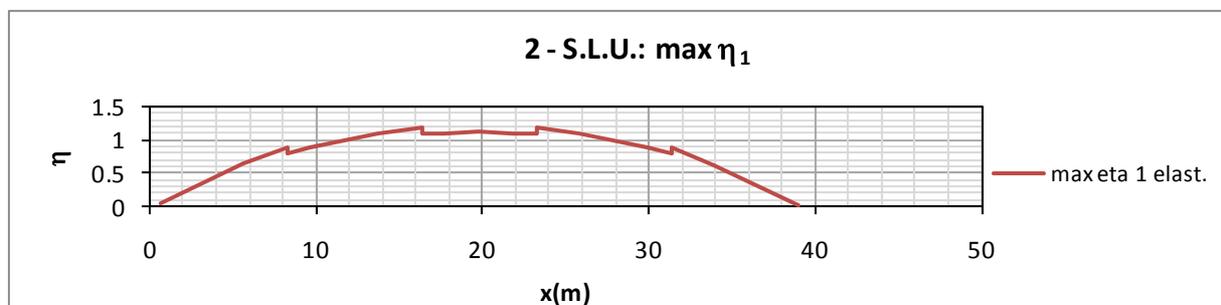
max η_3

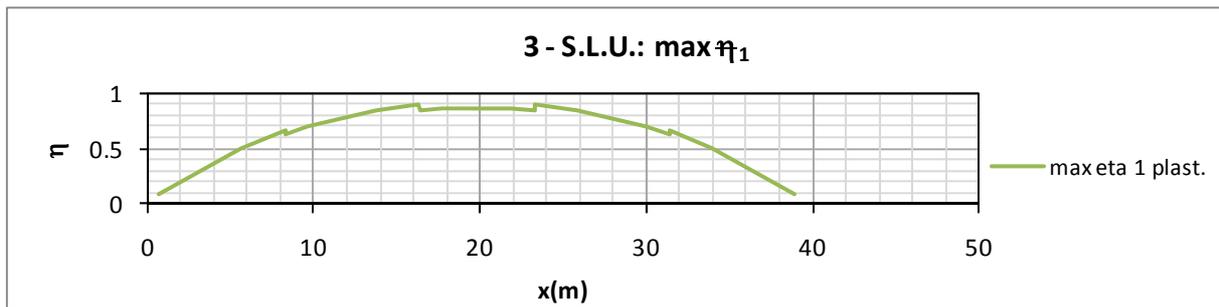
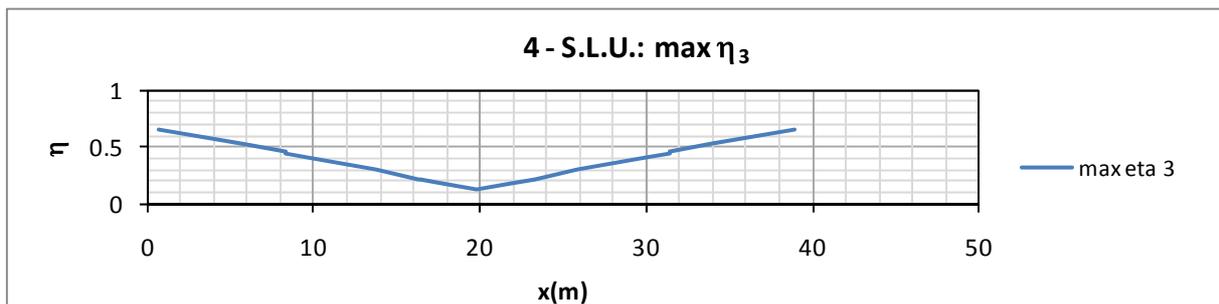
Rapporto di sfruttamento a taglio $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$

Rapporto di sfruttamento assoluto fili (max η)



Rapporto di sfruttamento elastico a flessione (max η_1)



Rapporto di sfruttamento plastico a flessione ($\max \eta_1$)**Rapporto di sfruttamento a taglio $\max \eta_3$** **7.2.2 Esempio esteso di verifica**

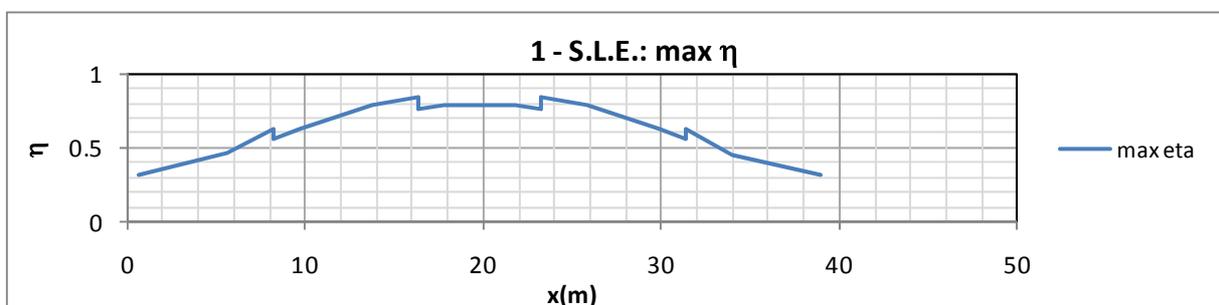
Si riporta nell' "Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.", a titolo di esempio la verifica estesa relativa alla sezione C_S10 recante tutti i passaggi effettuati dal programma Ponti EC4

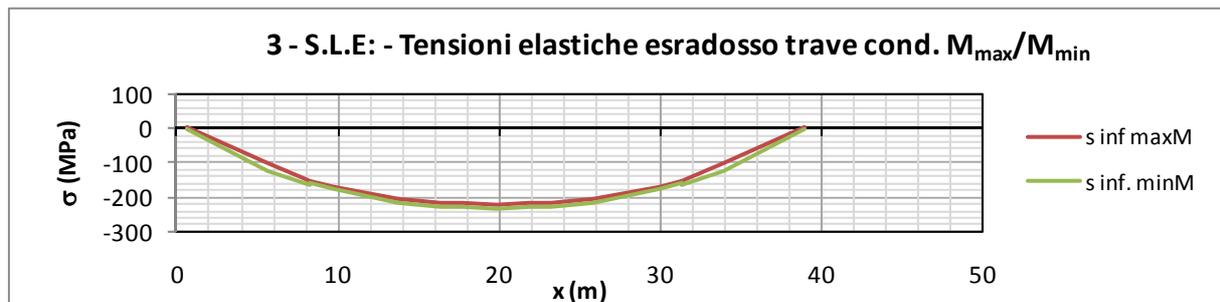
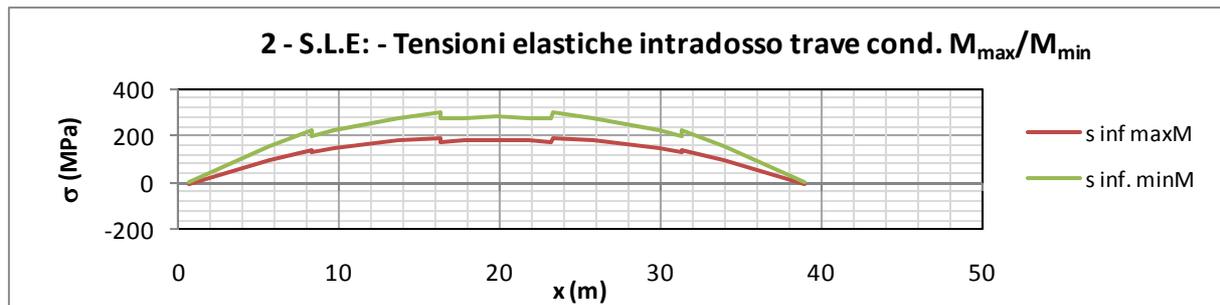
7.3 S.L.E. - limitazione delle tensioni

La verifica viene condotta con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E., applicando il coefficiente di materiale $\gamma_{m,ser} = 1.0$.

7.3.1 Riepilogo coefficienti di sfruttamento

Il diagramma seguente propone i coefficienti di sfruttamento S.L.E. rilevati lungo le sezioni di verifica, sviluppati in automatico dal programma Ponti EC4.





Come si può notare dall'esame del diagramma, i rapporti di sfruttamento S.L.E. appaiono soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

7.4 S.L.E. - "web breathing"

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli sottopannelli. Per i criteri di verifica, si rimanda a EN 1993-2, cap. 7.4/istr. NTC08, cap. 4.2.4.1.3.4.

La verifica viene effettuata mediante il metodo rigoroso, consistente nella verifica diretta della stabilità dei sottopannelli con riferimento al quadro tensionale della combinazione S.L.E. frequente.

Viene pertanto confrontato il quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente, rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ (calcolate però con riferimento all'area efficace, se pertinente) e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{xy,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

In cui:

$\sigma_E = 186200(t/h)^2$ tensione critica Euleriana

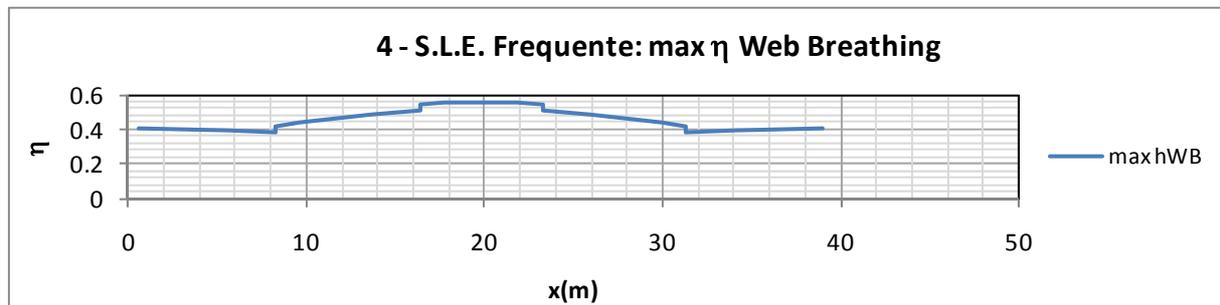
$k_{\sigma}, k_{\tau} =$ coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica, rispettivamente per M_{max}/min e V_{max}/min .

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

7.4.1 Riepilogo coefficienti di sfruttamento $w.b.$

Relativamente alla verifica di Web Breathing, i diagrammi seguenti riportano l'andamento del rapporto di sfruttamento (inteso come il risultato della radice quadrata della formula precedente).



Come si può notare dall'esame del diagramma, la verifica di Web Breathing appare soddisfatta. La situazione più gravosa viene riscontrata in corrispondenza della sezione C_S10, nella combinazione S.L.E. freq, V_{min} , con $\eta_{WB} = 0.55 < 1.1$

7.5 Verifica connessione trave soletta

7.5.1 Generalità

Si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1994-1/EN 1994-2/NTC-08, 4.3.4.1.2 + istr. cap. C.4.3.4.

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza.

Il ciclo di verifica completo delle piolature comprende i seguenti passi:

Verifica tensioni S.L.U. (valido per sezioni con $\eta_1 \leq 1$)

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.U. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni M_{max}/M_{min} , V_{max}/V_{min} , e confronto con la portanza del piolo allo S.L.U.:

$$v_{L,Ed}(x) = V_{Ed}(x) S/J$$

$$v_{L,Ed}^{ULS} \leq 1.1 N_i/I_i P_{Rd}$$

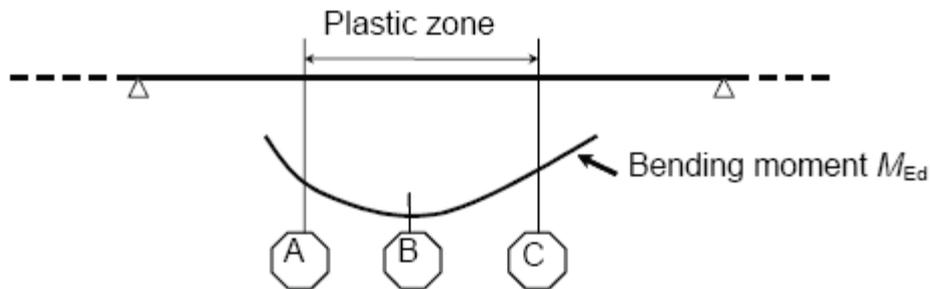
In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

Tale approccio risulta ovviamente valido solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse extra elastiche ($\eta_1 \leq 1$). Per sezioni di classe 1-2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico η_1 risulta maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ($v = VS/J$), ed è quindi necessario tenere conto in maniera non lineare della relazione tra azione tagliante V_e scorrimento v_L mediante l'approccio non lineare indicato al punto seguente.

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

Nelle zone plasticizzate (in generale a momento negativo) non risulta più valido l'approccio di calcolo dell'azione nei pioli basata sul flusso elastico: in questo caso, infatti, il legame fra il taglio per unità di lunghezza, le forze interne della soletta ed il momento flettente non è più lineare (EN 1994-2 cap. 6.6.2.2).

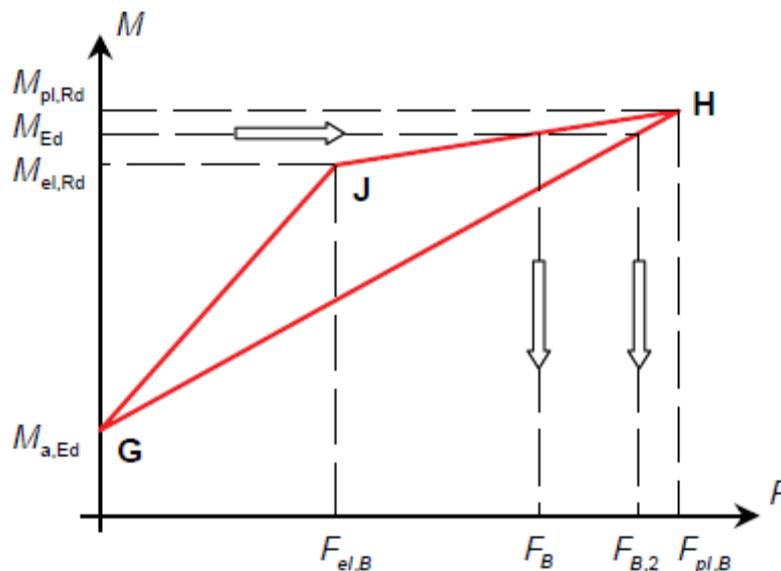
Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprio risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati nello schema seguente. I punti di boundary sono individuate dalle sezioni nelle quali la massima tensione è pari allo snervamento del materiale.



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

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo; a tale azione va aggiunta l'effetto del ritiro primario.

L'azione assiale N_B è la risultante delle azioni in soletta, da valutarsi con riferimento all'effettivo stato, parzialmente "plastico" della sezione. Per il calcolo, si fa riferimento ai criteri di "non linear resistance to bending" contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4.(6), con l'ausilio della costruzione riportata nel diagramma seguente, che riporta in un sistema d'assi M/N , i possibili stati della sezione di minimo momento flettente.



Si indica con:

- $M_{a,Ed}$ momento flettente agente sulla sola trave metallica
- $M_{el,Rd}$ momento flettente elastico
- M_{Ed} momento flettente di progetto
- $M_{pl,Rd}$ momento plastico della sezione

$F_{el,B}$ azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico (N_B)

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1

H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).

J punto corrispondente allo yielding del prima fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{El,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{El,Rd}$).

Come si nota dal diagramma, l'effettiva azione assiale F_B insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto M_{Ed} . In alternativa, operando in maniera semplificata, risulta possibile stabilire un limite superiore a N_B , intercettando direttamente la retta GH.

Si segue l'approccio "rigoroso" che, pur comportando la necessità di valutare $M_{el,Rd}$, comporta una stima più accurata di N_B .

Per il calcolo di $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$, viene valutato il fattore "k" (≤ 1) che, applicato al momento flettente agente sulla sezione composta $M_{c,Ed}$ (derivante da fase 2 e fase 3) comporta un quadro tensionale al limite di snervamento, e che implica pertanto l'espressione:

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

Si avrà pertanto, con riferimento alle fibre estreme della sezione:

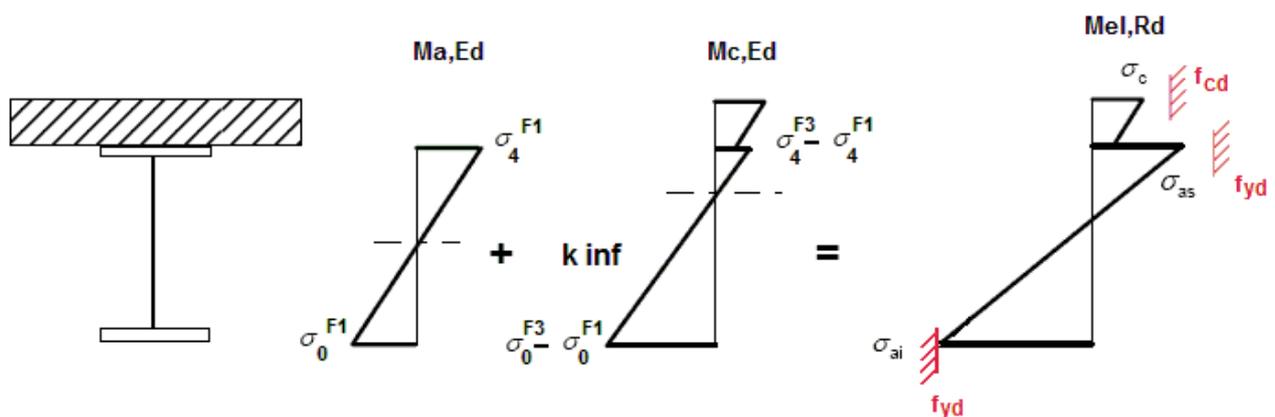
$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

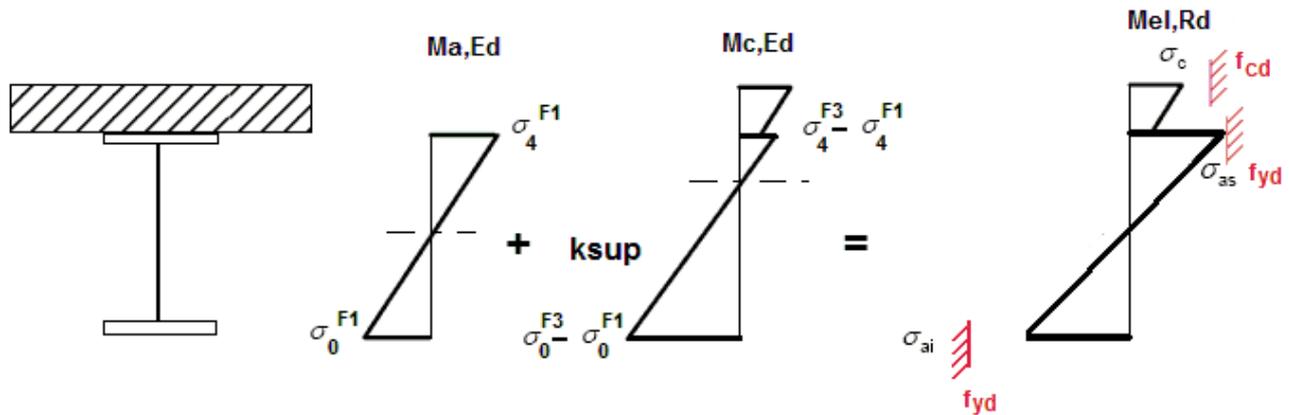
$i = 1$ o 4 (lembo inferiore/superiore trave metallica)

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

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

Si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.





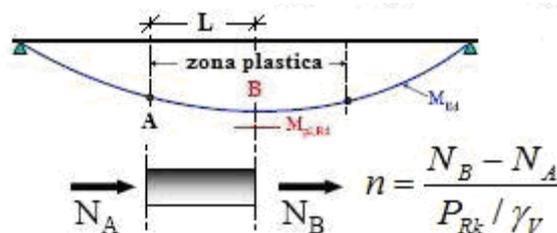
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

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

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

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

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



Verifica tensioni S.L.E.

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.E. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni M_{max}/M_{min} , V_{max}/V_{min} , e confronto con la portanza del piolo allo S.L.E..

Il criterio di confronto dello scorrimento con la portanza della piolatura è identico a quello visto per la verifica delle tensioni S.L.U. , con ovvia sostituzione delle grandezze.

$$v_{L,Ed}^{SLS}(x) \leq N_i / l_i \cdot (k_s P_{Rd})$$

Verifica concentrazione scorrimenti per effetto del ritiro nelle zone di estremità trave

L'ammontare delle azioni di scorrimento per ritiro nelle zone di coda verrà affidato per intero ai pioli. Vengono pertanto riassunte le caratteristiche della piolatura assunta in corrispondenza delle zone di coda.

d [mm]	h [mm]	α	n°/m	f_{cu} [N/mm ²]	γ_v	f_{ck} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]
19	225	1	25	450	1.25	35	34077

Tabella 1 – Riepilogo dati pioli

Le resistenze del singolo elemento di connessione sono così calcolate (cfr. EN 1994-2, 6.6.3.1.(1)):

$$P_{RK1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \pi d^2 / 4 = 0.8 \cdot 450 \text{ N/mm}^2 \cdot \pi (19 \text{ mm})^2 / 4 = 102070.3 \text{ N} \quad \text{rottura gambo}$$

$$P_{RK2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{1/2} = 0.29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot (35 \cdot 34077)^{1/2} = 114332.5 \text{ N} \quad \text{rottura calcestruzzo}$$

Discende pertanto il valore di progetto della resistenza ultima, dal minimo dei valori riscontrati diviso per il coefficiente di sicurezza:

$$P_{Rd2} = \min (P_{RK1}; P_{RK2}) / \gamma_v = 81656 \text{ N}$$

Il flusso di taglio derivante dal ritiro è calcolato come:

$$v_{L,Ed}(x) = -2 \cdot N_c / b_{eff} = -2 \cdot 2.99 \cdot 10^6 / 3000 = 1996 \text{ N/mm}$$

Il numero minimo di pioli da prevedere è pertanto:

$$n_{min,ritiro} = v_{L,Ed} / P_{Rd} = 1996 \cdot 10^3 / 81656 = 24.44 \text{ n°pioli/m}$$

Tale requisito minimo si ritiene quindi soddisfatto avendo previsto n. 25 pioli/m per le zone di estremità.

7.5.2 Caratteristiche piolatura corrente

Per la trave in esame, si prevede l'adozione delle seguenti tipologie di piolatura:

Piolatura tipo 1 - concio tipo A: n. 25 pioli/m

Piolatura tipo 2 - concio tipo B: n. 20 pioli/m

Piolatura tipo 3 - concio tipo C: n. 15 pioli/m

Si adottano pioli $\varnothing 19$ con altezza massima pari a 225 mm.

I valori di riferimento nell'ambito delle verifiche S.L.U. e S.L.E. sono pertanto i seguenti:

$$P_{Rd,SLU} = 102.1 \text{ kN}$$

Ponendo $k_s = 0.75$, conformemente a quanto previsto dal N.A.D. di EN 1994-2 (cfr. Istruzioni della NTC-08) si ha

$$P_{Rd,S.L.E.} = 0.6 \cdot 102.1 = 61.3 \text{ kN}$$

7.5.3 Detailing

Per i limiti dimensionali da rispettare nel detailing delle piolature si fa riferimento ai contenuti di NTC-08 cap. 4.3.4.3.4/EN 1994-2 cap. 6.6.5.. Di seguito si evidenzia il riferimento specifico a quest'ultimo testo normativo, più puntuale.

Il massimo interasse longitudinale delle piolature dovrà rispettare le seguenti limitazioni (EN1994-2 6.6.5.5(2)):

$$e_{\max}/t_f \leq 22 \varepsilon$$

$$e_{\max}/t_f \leq 22 \cdot 0.81 = 17.9$$

Essendo $t_{f\max} = 25$ mm, ne consegue:

$$e_{\max} = 447 \text{ mm}$$

La distanza delle file longitudinali di pioli dal bordo dovrà rispettare le seguenti limitazioni (EN1994-2 6.6.5.5(2)):

$$e_d/t_f \leq 9 \varepsilon$$

$$e_d/t_f \leq 9 \cdot 0.81 = 7.29$$

Pertanto:

$$e_{d,\max} = 7.29 \cdot 25 = 182.25 \text{ mm}$$

Inoltre:

$$e_{d,\min} = 25.0 \text{ mm} \quad (1994-2 \text{ 6.6.5.6(2)})$$

La minima distanza misurata tra la parte inferiore della testa del piolo e lo strato inferiore di armatura dovrà essere > 40 mm.

I pioli dovranno rispettare le seguenti limitazioni dimensionali:

$$h_p \geq 3d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(1)} \quad h_p = \text{altezza piolo}$$

$$d_t \geq 1.5d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(2)} \quad d_t = \text{diametro testa}$$

$$h_t \geq 0.4d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(2)} \quad h_t = \text{altezza testa}$$

$$d_p \geq 1.5t_{\text{sup}} \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(3)} \quad d_p = \text{diam. piolo, } t_{\text{sup}} = \text{spessore flangia (*)}$$

(*) per piattabande in tensione, soggette a fatica

$$d_p \geq 2.5t_{\text{sup}} \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(5)} \quad d_p = \text{diam. piolo, } t_{\text{sup}} = \text{spessore flangia (**)}$$

(**) per tutte le piattabande

$$d_p \geq 1.5t_{\text{sup}} \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(3)} \quad d_p = \text{diam. piolo, } t_{\text{sup}} = \text{spessore flangia}$$

L'interasse dei pioli dovrà rispettare le seguenti limitazioni dimensionali (EN1994-2 6.6.5.7.(4)):

$$s_{lg} \geq 5 d_p \quad \text{in direzione longitudinale}$$

$$s_{tv} \geq 2.5 d_p \quad \text{in direzione trasversale}$$

Nel rispetto delle limitazioni dimensionali esposte, per le tipologie previste di piolatura, la disposizione sulla piattabanda verrà organizzata come segue.

$e_d = 60.0$ mm distanza dell'asse piolo dal bordo libero

Per la **piolatura tipo 1** (25 pioli/m) si prevede:

$$s_{ig} = 200.0 \text{ mm}$$

$$s_{tv} = (600 - 2 \cdot 60) / 4 = 120 \text{ mm}$$

Per la **piolatura tipo 2** (20 pioli/m) si prevedono i seguenti interassi:

$$s_{ig} = 200.0 \text{ mm}$$

$$s_{tv} = (600 - 2 \cdot 60) / 3 = 160 \text{ mm}$$

Per la **piolatura tipo 3** (15 pioli/m) si prevedono i seguenti interassi:

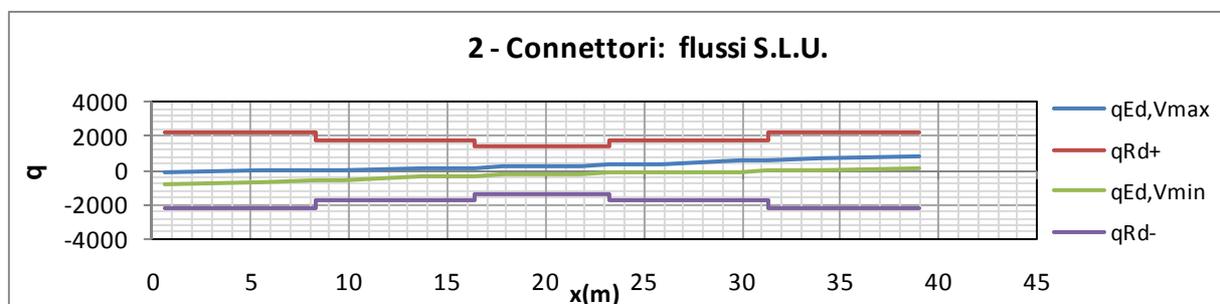
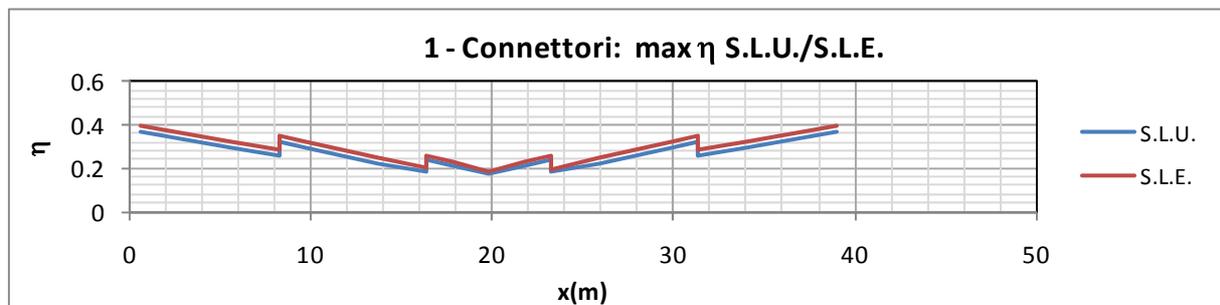
$$s_{ig} = 200.0 \text{ mm}$$

$$s_{tv} = (600 - 2 \cdot 60) / 2 = 240 \text{ mm}$$

7.5.4 Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E.

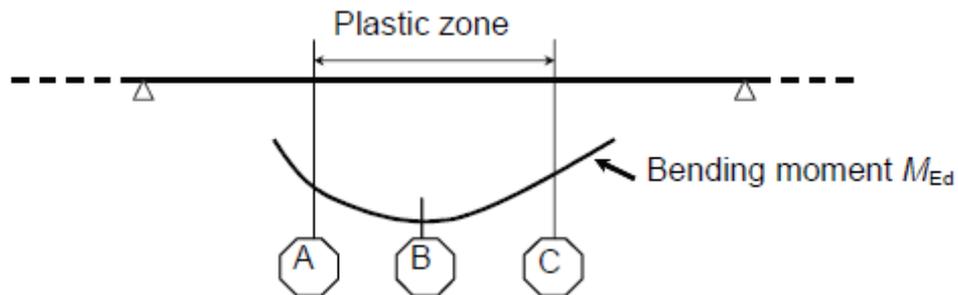
Il calcolo dello scorrimento nelle varie sezioni di verifica ed il confronto con la piolatura di progetto viene effettuato in automatico dal programma PontiEC4 nell'ambito delle condizioni considerate ($M_{\max/\min}$ e $V_{\max/\min}$).

I diagrammi seguenti riportano l'andamento del rapporto di sfruttamento dei connettori allo S.L.U. ed allo S.L.E. e l'andamento dei flussi di taglio S.L.U. massimi e minimi (q_{Ed}) insistenti sui connettori (valori in N/m), rapportati alle rispettive capacità (q_{Rd}).



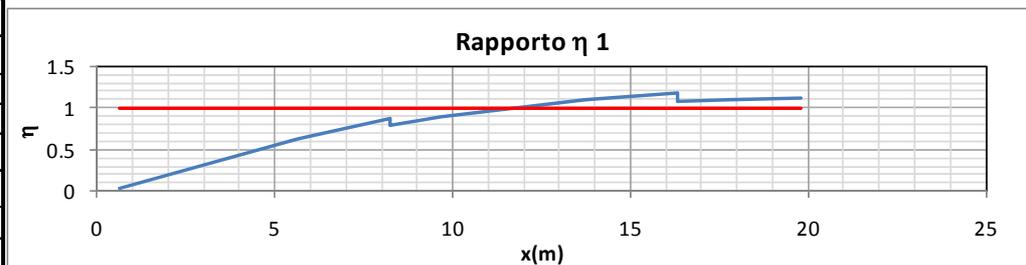
7.5.5 Verifica plastica S.L.U.

La boundary della zona plasticizzata allo S.L.U. (p. A e C) viene individuata esaminando i rapporti di sfruttamento elastici η_1 , che testimoniano valori di poco superiori all'unità a partire dalla sezione B_S6.



Il diagramma e la tabella seguente riportano l'andamento del massimo rapporto di sfruttamento elastico, valutato per la zona compresa tra l'incastro in spalla e la zona di mezzera trave ed evidenziano l'estensione della zona plastica.

X (m)	η_1	Sez.
0.65	0.038	A_S1
5.625	0.63	A_S2
8.25	0.876	A_S3
8.251	0.791	B_S4
9.675	0.89	B_S5
13.73	1.103	B_S6
16.35	1.186	B_S7
16.35	1.082	B_S8
17.78	1.105	C_S9
19.8	1.117	C_S10



Nella sezione di estremità della zona plastica (prossimità sezione B_S6), il valore della massima azione di compressione ($N_A = N_C$ per simmetria) nella soletta nella combinazione allo S.L.U. M_{min} viene valutato con riferimento alle tensioni elastiche rilevate ai lembi della soletta ed in corrispondenza dell'armatura. Le tensioni vengono dedotte direttamente dall'output di pontiEC4 e sono richiamate in tabella.

id	F ₁	F _{2a} N.F.	F _{2a} F.	F _{2b} N.F.	F _{2b} F.	F _{2c} N.F.	F _{2c} F.	F ₂ tot	F _{3a} N.F.	F _{3a} F.	F _{3b} N.F.	F _{3b} F.	F ₃ tot	η_1	id
σ_8	0	-1.8	0	0.8	0	0	0	-0.9	0	0	-6.6	0	-7.5	0.38	σ_8
σ_7	0	-25.5	-81.5	-45.5	0.1	0	0	-71	-0.1	-0.6	-35.6	-214.8	-106.6	0.27	σ_7
σ_6	0	-15.7	-63.3	-38.8	0	0	0	-54.5	0	-0.4	-14.8	-167.3	-69.2	0.18	σ_6
σ_5	0	-0.9	0	1.4	0	0	0	0.5	0	0	-2.1	0	-1.6	0.08	σ_5
σ_4	-218.4	-14.8	-61.7	-38.2	0	0	0	-271.5	0	-0.4	-13	-163.2	-284.4	0.84	σ_4
σ_3	-212.2	-13.8	-59.8	-37.5	0	0	0	-263.5	0	-0.4	-10.7	-158	-274.1	0.81	σ_3
σ_2	-0.9	-0.1	-0.2	-28.3	0	0	0	-29.4	0.1	0.3	-0.7	-2.2	-30	0.09	σ_2
σ_1	171	51.5	61.2	7.4	-0.1	0	0	229.9	0.7	1	128	158.5	358.5	1.06	σ_1
σ_0	179.7	53	64	8.4	-0.1	0	0	241.1	0.7	1	131.2	165.7	372.9	1.10	σ_0

$$\begin{aligned} \sigma_{csup} = \sigma_8 &= -7.5 \text{ MPa} \\ \sigma_{cinf} = \sigma_5 &= -1.6 \text{ MPa} \\ \sigma_{cmed} = (\sigma_{csup} + \sigma_{cinf}) / 2 &= -4.55 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{0,F3 \text{ tot}} &= 372.9 \text{ MPa} \\ k = f_y / \sigma_{0,F3 \text{ tot}} &= 0.95 \text{ MPa} \\ b_{eff} &= 3000 \text{ mm} \\ h_{sol} &= 306 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$N_A = N_C = k \cdot \sigma_{cmed} \cdot b_{eff} \cdot h_{sol} = -3976.4 \text{ kN}$$

$$L/2 = 19.8 - 13.725 = 6.08 \text{ m} \quad (\text{met\`a ampiezza della zona plastica})$$

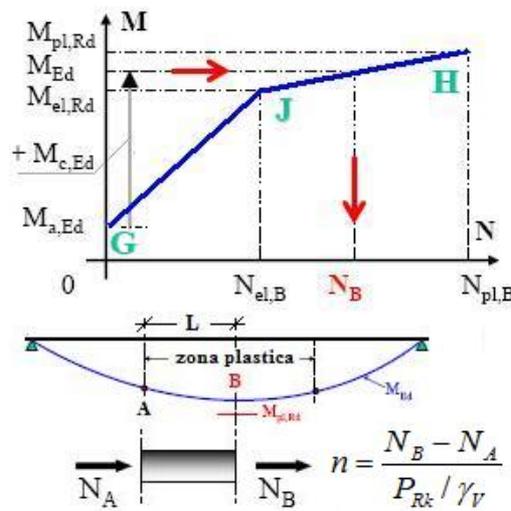


Tabella 7-2 - Dominio per schema di calcolo

Azione assiale sulla soletta (compressione) [N]		Momenti (sezione interamente ragente) [N m]	
$N_{el,B} =$	5.257E+6	$M_{a,Ed} =$	6.645E+6
$N_{pl,B} =$	2.045E+7	$M_{el,Rd} =$	1.565E+7
		$M_{pl,Rd} =$	-2.151E+10

Tabella 4– Dominio per schema di calcolo

dove

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

con $k = 0.82$ e $M_{c,Ed} = 1.099E+7$ Nm

Dal dominio risulta che:

$$N_B = 1.04E+7 \text{ N per } M_{Ed} = 1.764E+7 \text{ Nm}$$

per cui ne consegue un numero di pioli necessari per unità di lunghezza pari a:

$$\left(n^\circ / m \right) = \frac{N_B - N_A}{P_{Rd} \cdot L} = 78.6 > \text{Pioli necessari} = 12.9 \text{ N}^\circ/m$$

essendo $N_A = -3.976E+6$ N e $L = 6.08$ m.

I pioli previsti sui conci B e C, rispettivamente pari a 20 e 15 pioli/m, soddisfano pertanto il requisito minimo.

7.6 Verifiche a fatica

7.6.1 Generalità

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato al veicolo a fatica FLM3 (EN 1993-2 cap. 9/istr. NTC-08, cap. 4.2.4.1.4.6.3.).

In estrema sintesi, il metodo consiste nell'estrazione, per i vari punti di interesse, del range di sforzi $\Delta\sigma_p$ dovuto al singolo transito di uno specifico modello di carico (FLM3), da calibrarsi opportunamente mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, in modo da fornire il medesimo impatto del traffico reale.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = | \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} |$ ampiezza escursione tensioni, valutata dalla combinazione di progetto a fatica (comp. non ciclica + comp. ciclica da FLM3).

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Delta\sigma_p$ ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 2E6 cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$ fattore equivalente di danno

Verifica:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza a quanto previsto dalle istruzioni e dal N.A.D. e nell'ottica del concetto "safe life", si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

Si pone inoltre, per lo specifico caso:

$\gamma_{Mf} = 1.35$ alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (fail safe)

$$\gamma_{Mf} = 1.15$$

bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (non fail safe)

Tutti i dettagli vengono ascritti alla categoria fail safe ad eccezione dei pioli.

7.6.2 Coefficienti λ

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 cap. 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v").

Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento a EN 1991-2 cap. 4.6 (NTC-08, cap. 5).

Con riferimento alla tabella seguente, tratta da EN 1991-2, cap. 4.6.1.(3), si assume, in mancanza di dettagli più puntuali, che la strada ospitata dalla struttura in esame sia di categoria 1 (alta densità di traffico).

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane

Traffic categories		N_{obs} per year and per slow lane
1	Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2,0 \times 10^6$
2	Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0,5 \times 10^6$
3	Main roads with low flow rates of lorries	$0,125 \times 10^6$
4	Local roads with low flow rates of lorries	$0,05 \times 10^6$

coefficiente $\lambda_1 - \lambda_{v1}$

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza.

Per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati, rispettivamente per la zona di centro campata (conci B, C) e per la zona di semplice appoggio (conci A), con riferimento all'intera luce dell'opera $L = 38.30$ m (cfr. EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2)).

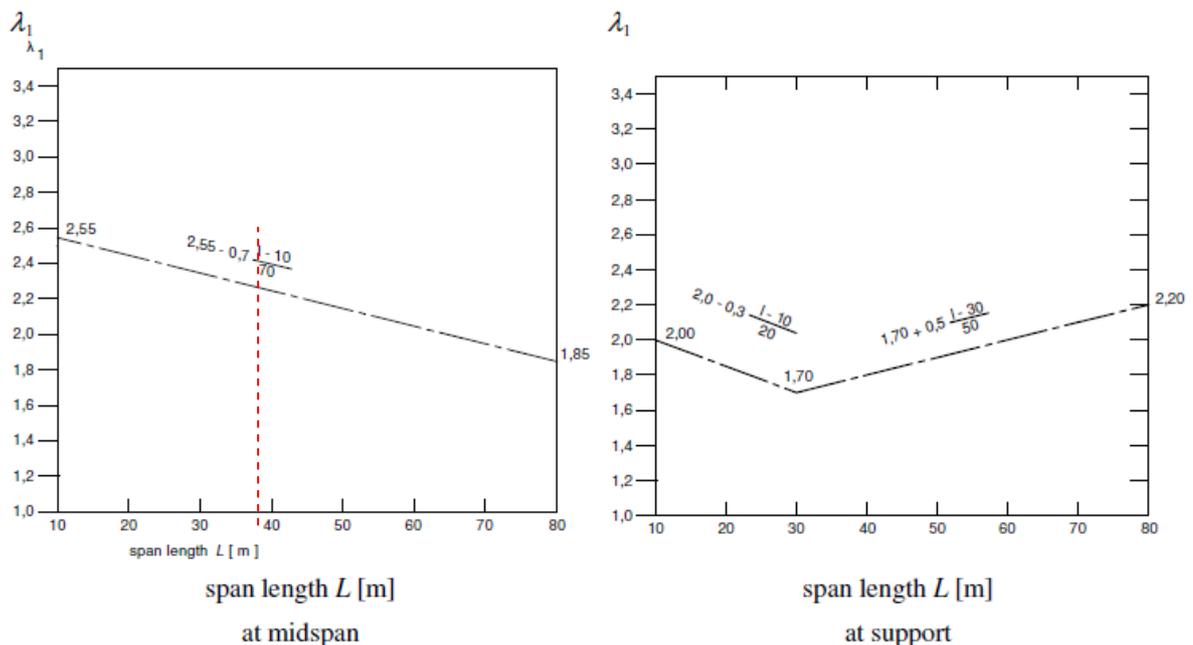


Figure 9.5: λ_1 for moments for road bridges

Per interpolazione, si ha pertanto:

$$\lambda_1 = 2.267 \quad \text{conci A}$$

$$\lambda_1 = 2.267 \quad \text{conci B, C}$$

Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

$$\lambda_1 = \lambda_{v1} = 1.55$$

coefficiente λ_2 - λ_{v2}

Il coefficiente λ_2 dipende dalla tipologia e dal volume di traffico.

Per l'assessment dei dettagli di carpenteria, si fa riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(3). il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti (N_{Obs}), e dal peso medio degli stessi Q_{m1} , tramite la relazione (*):

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

Con:

$$N_{Obs} = 0.5 \cdot 10^6 \text{ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 1 - cfr. tab. precedente)}$$

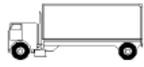
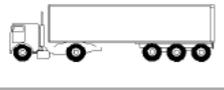
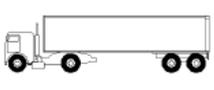
$$N_0 = 0.5 \cdot 10^6 \text{ flusso di riferimento}$$

Q_{m1} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei "frequent lorries" per strade di collegamento tipo "long distance" (ip. cautelativa), e valutato secondo la seguente relazione:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Per la i valori di Q_i e n_i si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta in NTC-08 cap. 5, e di seguito riportata.

Table 4.7 - Set of equivalent lorries

VEHICLE TYPE			TRAFFIC TYPE			
1	2	3	4	5	6	7
			Long distance	Medium distance	Local traffic	
LORRY	Axle spacing (m)	Equivalent axle loads (kN)	Lorry percentage	Lorry percentage	Lorry percentage	Wheel type
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Si ottiene pertanto: $\lambda_2 = 0.928$

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

Si ha pertanto: $\lambda_{v2} = 0.953$

coefficiente $\lambda_3 - \lambda_{v3}$

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura.

Per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(5), mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

t_{Ld} = vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Table 9.2: λ_3

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Per la vita di progetto si considera in prima battuta il valore raccomandato di 100 anni, ribadito anche dal N.A.D., ottenendo:

$$\lambda_3 = 1.00$$

Per la verifica dei connettori, la sostituzione dell'esponente 1/5 con 1/8 porta in questo caso al medesimo valore:

$$\lambda_{v3} = 1.00$$

coefficiente λ_4 - λ_{v4}

Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale, e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave.

La formulazione, tratta da EN 1993-2 cap. 9.5.3.(6), prevede:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame (doppio senso di marcia) si ha:

$k = 2$ numero corsia

$N_1 = N_2$ numero di veicoli viaggianti su ciascuna corsia

$Q_{m1} = Q_{m2}$ peso medio veicoli viaggianti sulle due corsie

$\eta_1 = \frac{1}{2} - e_1/b = \frac{1}{2} + 4.5/6.0 = 1.25$ intensità carico l.d.i. carico verticale su trave esterna lane 1

$\eta_2 = \frac{1}{2} - e_2/b = \frac{1}{2} - 4.5/6.0 = -0.25$ intensità carico l.d.i. carico verticale su trave esterna lane 2

Pertanto, su ambedue le travi, si ha:

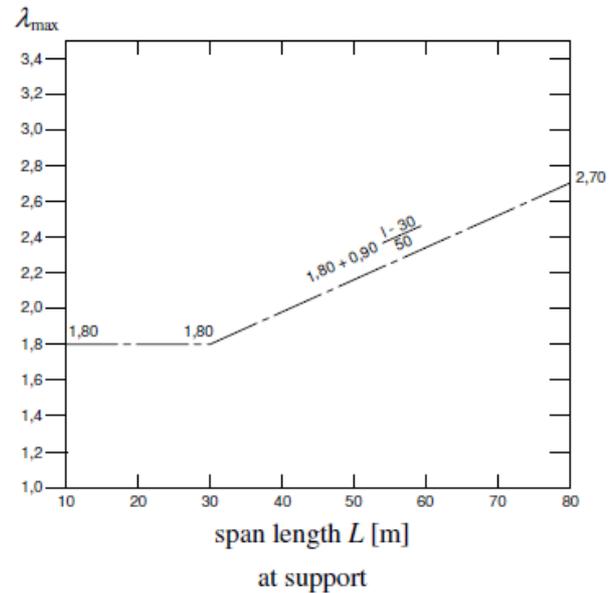
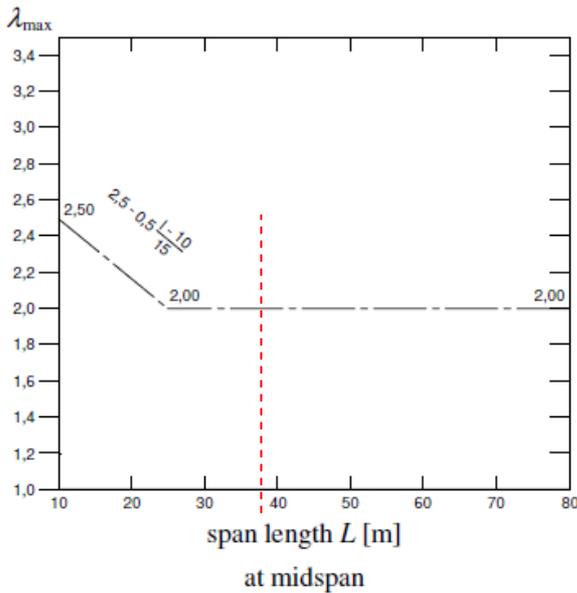
$$\lambda_4 = (1 + (-0.25/1.25)^5)^{(1/5)} \cong 1$$

Per la verifica delle piolature, a seguito della sostituzione dell'esponente 5 con 8, si ottiene univocamente:

$$\lambda_{v4} = (1 + (-0.25/1.25)^5)^{(1/8)} \cong 1$$

coefficiente λ - λ_v

Il fattore equivalente di danno è limitato superiormente da fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito.



Per $L = 38.30$ m, si ha pertanto:

$$\lambda_{\max} = 2.00 \quad \text{sezioni si appoggio}$$

$$\lambda_{\max} = 2.00 \quad \text{sezioni in campata}$$

Con riferimento ai fattori parziali calcolati poco sopra, si ha pertanto:

$$\lambda = 2.267 \cdot 0.928 \cdot 1 \cdot 1 = 2.104 \quad \text{per i conci tipo A (estremità)}$$

$$\text{si utilizza pertanto } \lambda = \lambda_{\max} = 2.00$$

$$\lambda = 2.267 \cdot 0.928 \cdot 1 \cdot 1 = 2.104 \quad \text{per i conci B, C (zona mezzeria)}$$

$$\text{si utilizza pertanto } \lambda = \lambda_{\max} = 2.000$$

Per la verifica delle piolature si adotta univocamente:

$$\lambda_v = 1.55 \cdot 0.953 \cdot 1 \cdot 1 = 1.477$$

7.6.3 Amplificazione dinamica

Con riferimento a quanto previsto in EN 1991-2, il fattore di amplificazione dinamica è già incluso nella calibrazione del modello di carico FLM3.

Come indicato dalla norma si considera il fattore di impatto per le zone in prossimità dei giunti secondo i criteri indicati al cap. 4.6.1.(6), funzione della distanza dal giunto stesso:

$$\Phi = 1.3(1-D/26)$$

Essendo $D < 6$ m la distanza dal giunto.

7.6.4 Dettagli e Coefficienti di sicurezza

Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

Piattabande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Saldatura composizione anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab. 8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piatt inf. e sup.	categoria/dettaglio:	90/6(*)	tab. 8.3 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - piattabande	categoria/dettaglio:	80/6(**)	tab. 8.4 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - anima	categoria/dettaglio:	80/7(**)	tab. 8.4 EN 1993-1-9

(*) si conteggia il size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$

(**) $t < 50$ mm in tutti i casi

Per la verifica a fatica delle **piolature** si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

Saldatura piolo - rottura piatt.	categoria/dettaglio:	80/9 (*)	tab. 8.4 EN 1993-1-9
Saldatura piolo - rottura piolo	categoria/dettaglio:	90/10	

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

Per le piattabande in tensione si tiene conto dell'interazione dei due fenomeni, sfruttando la relazione:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1.0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.0$$

Per tutti i dettagli, nell'ambito dell'approccio "safe life", si adotteranno i seguenti coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mf} = 1.35$ per tutti i dettagli di carpenteria

$\gamma_{Mf} = 1.15$ per la rottura del piolo

7.6.5 Sintesi verifiche

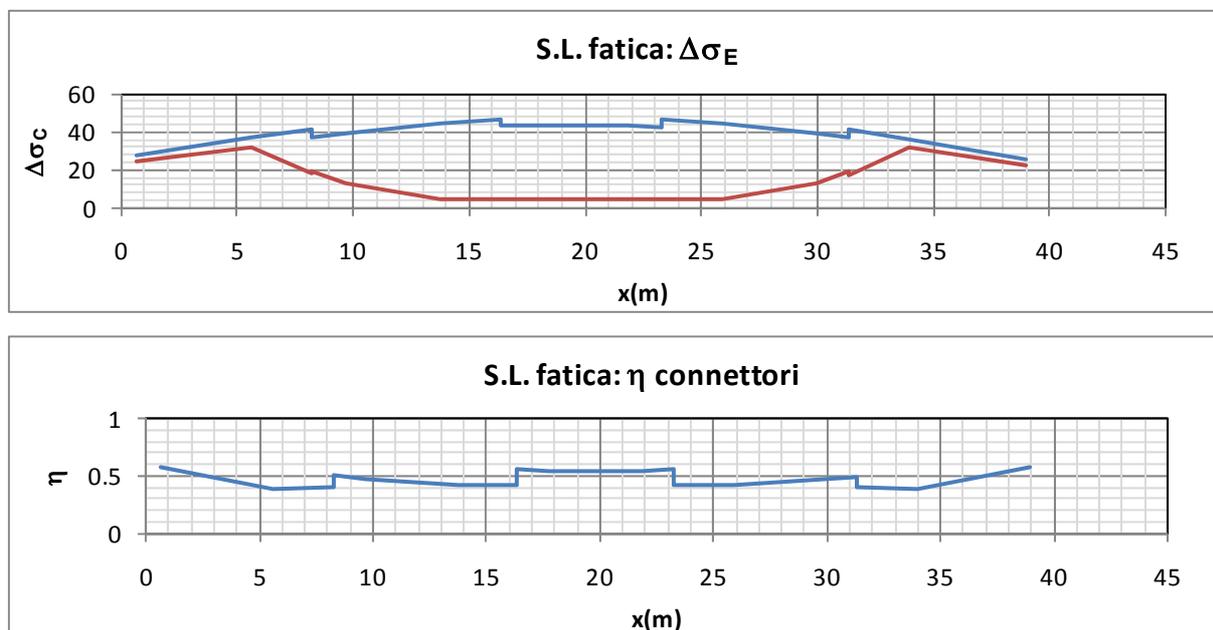
L'ampiezza dei $\Delta\sigma_p$ di tensione viene calcolata sulla base di σ_{max} e σ_{min} derivanti dalla combinazione di carico a fatica, elaborata con riferimento a EN 1992-1-1 cap. 6.8.3.(2), che prevede la sovrapposizione della componente "non ciclica" delle sollecitazioni, derivata dalla combinazione S.L.E. frequente, con la componente "ciclica", derivata dall'involuppo delle sollecitazioni dovute al transito del veicolo FLM3.

Le verifiche vengono effettuate in automatico dal programma Ponti EC4, per tutte le sezioni di verifica.

Relativamente alle sollecitazioni di input, il programma gestisce in automatico le sollecitazioni derivanti dalla combinazione S.L.E. frequente, elaborata come d'uso per $M_{max/min}$ e $V_{max/min}$, sovrapponendole alle sollecitazioni derivanti dall'involuppo per $M_{max/min}$ $V_{max/min}$ derivanti dal transito di FLM3, con l'obiettivo di estrarre il massimo valore di ampiezza di $\Delta\sigma_p$. Il programma procede quindi al calcolo del range "caratteristico" $\Delta\sigma_E$, tramite applicazione dei coefficienti λ , ed al confronto del valore calcolato con i $\Delta\sigma_c$.

tabellari, opportunamente modificati mediante l'applicazione del size effect k_s , quando rilevante, e del coefficiente di sicurezza γ_{Mf} .

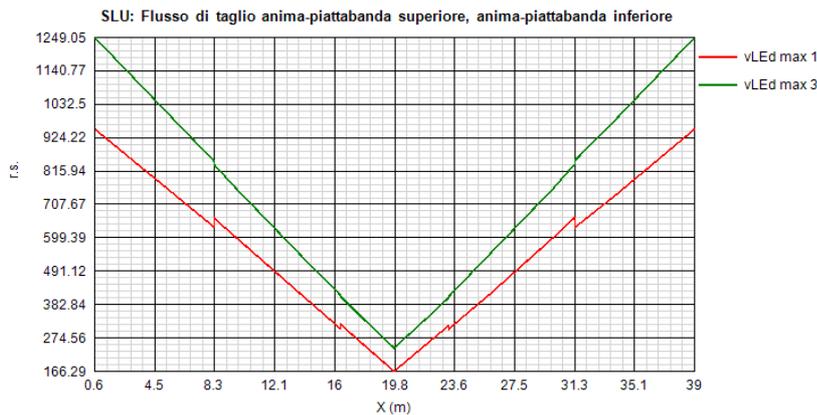
Di seguito si riporta l'ampiezza dei $\Delta\sigma_p$ e risp. $\Delta\sigma_E$ rilevati in corrispondenza della piattabanda inferiore e superiore di ciascun concio.



È immediato notare il soddisfacimento delle verifiche nell'ambito dei singoli dettagli strutturali.

7.7 Dimensionamento saldature di composizione

Si verificano le minime dimensioni da assegnare ai cordoni di composizione anima/piattabanda. Il flusso di taglio tra anima e piattabanda superiore ed inferiore è riportato nel grafico seguente.



X (m)	vLEd max 1 (N/mm)	vLEd max 3 (N/mm)	Sezione
0.65	952	1'249	A_S1
5.63	744	989	A_S2
8.25	632	847	A_S3
8.25	664	837	B_S4
9.68	600	761	B_S5
13.73	419	546	B_S6
16.35	305	413	B_S7
16.35	317	409	C_S8
17.78	253	337	C_S9
19.80	166	242	C_S10
21.83	252	336	C_S11
23.25	316	406	C_S12
23.25	303	410	B_S13
25.88	418	545	B_S14
29.93	599	759	B_S15
31.35	666	840	B_S16
31.35	634	850	A_S17
33.98	743	987	A_S18
38.95	951	1'247	A_S19

Lo scorrimento complessivo risulta pertanto, come indicato:

Il criterio di resistenza è fornito da EN 1993-1-8 cap. 4.5.3/NTC-08 cap. 4.2.8.2, e risulta:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad \text{and} \quad \sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2}$$

Con:

$\beta_w = 0.9$ fattore di correlazione (tab. 4.1 En 1993-1-8)

$\gamma_{M2} = 1.25$

$f_u = 510.0$ Mpa

Essendo il cordone assoggettato a sole tensioni $\tau_{//}$, risulta indifferente la posizione di riferimento del piano considerato rispetto alla sezione di gola, pertanto si ottiene:

$$f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) = 453.33 \text{ MPa}$$

Con riferimento, pertanto ai massimi scorrimenti rilevati sulle varie tipologie di concio, si rileva pertanto la minima ampiezza dei cordoni da garantire di volta in volta:

$$a_{\min} = \text{Flusso [N/mm]} / \{1/3^{0.5} \cdot 2 \cdot [f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})]\}$$

conci A

$$a_{\min} = 1'249.0 / (1/\sqrt{3} \cdot 2 \cdot 453.33) = 2.39 \text{ mm} \quad \text{gola}$$

$$b_{\min} = a_{\min} / \cos 45^\circ = 3.37 \text{ mm} \quad \text{lato}$$

conci B

$$a_{\min} = 839.8 / (1/\sqrt{3} \cdot 2 \cdot 453.33) = 1.60 \text{ mm} \quad \text{gola}$$

$$b_{\min} = a_{\min} / \cos 45^\circ = 2.27 \text{ mm} \quad \text{lato}$$

conci C

$$a_{\min} = 408.6 / (1/\sqrt{3} \cdot 2 \cdot 453.33) = 0.78 \text{ mm} \quad \text{gola}$$

$$b_{\min} = a_{\min} / \cos 45^\circ = 1.10 \text{ mm} \quad \text{lato}$$

8. Fessurazione soletta in c.a. in direzione longitudinale

Si esegue la verifica a fessurazione della soletta, per effetto della statica globale longitudinale.

8.1 Metodologia di verifica

La massima ampiezza di progetto per le fessure viene assunta pari a:

$$w_k = 0.20 \text{ mm.}$$

Per le verifiche nei confronti dello S.L. di fessurazione si seguono in criteri proposti da EN-1994-2.

L'esame dello S.L. prevede i seguenti passi:

- Verifica presenza minimi quantitativi di armatura (EN 1994-2 cap. 7.4.2.):

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s$$

- Controllo dell'ampiezza delle fessure per effetto dei carichi indiretti (EN 1994-2 cap. 7.4.2.):

verifica eseguita per le sezioni in cui la tensione di trazione nel calcestruzzo per effetto della combinazione S.L.E. caratteristica supera il valore $2 f_{ctm}$. Essa consiste nel confronto della tensione nelle armature per carichi indiretti σ_s con quella di riferimento prevista nelle tabelle 7.1/7.2 di EN 1994-2 (tab. C.4.1.II/C.4.1.III delle Istruzioni NTC-08), in funzione del diametro/passo delle barre e dell'ampiezza di fessura limite, e che di seguito vengono riportate.

Table 7.1: Maximum bar diameters for high bond bars

Steel stress σ_s (N/mm ²)	Maximum bar diameter ϕ^s (mm) for design crack width w_k		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Table 7.2 Maximum bar spacing for high bond bars

Steel stress σ_s (N/mm ²)	Maximum bar spacing (mm) for design crack width w_k		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La tensione per carichi indiretti viene valutata con riferimento alla medesima formula impiegata per la deduzione del minimo quantitativo di armatura, riformulata nel seguente modo:

$$\sigma_s = k_s k_c k f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{A_s}$$

- controllo dell'ampiezza delle fessure per effetto dei carichi indiretti (EN 1994-2 cap. 7.4.3.):

viene confrontata la tensione nell'acciaio per la combinazione di carico S.L.E. frequente, incrementata del contributo del tension stiffening con il valore limite tabellare riferito all'effettivo diametro/passo delle armature ricavato dalle tabelle 7.1/7.2 del medesimo capitolo EN.

8.2 Sintesi dei risultati

Le verifiche vengono effettuate in automatico dal programma PontiEC4. La sintesi dei calcoli e dei risultati della verifica è riportata di seguito, in forma tabellare, per ciascuna sezione di verifica. L'esito finale delle verifiche è riscontrabile nell'ultima colonna più a destra della seconda tabella relativa a ciascun gruppo di sezioni.

Tab. I

Sezione	z0	f3	kc	Act	As,min	As,reale	Ver. (As min)	ϕ_{max}/ρ_{max}	σ_c rara	Stato
A_S1	270	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	0.87	Non Fess.	
A_S2	270	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	0.13	Non Fess.	
A_S3	270	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.14	Non Fess.	
A_S17	270	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.14	Non Fess.	
A_S18	270	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	0.13	Non Fess.	
A_S19	270	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	0.83	Non Fess.	
B_S4	289	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.11	Non Fess.	
B_S5	289	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.22	Non Fess.	
B_S6	289	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.47	Non Fess.	
B_S7	289	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.57	Non Fess.	
B_S13	289	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.57	Non Fess.	
B_S14	289	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.47	Non Fess.	
B_S15	289	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.22	Non Fess.	
B_S16	289	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.11	Non Fess.	
C_S8	308	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.53	Non Fess.	
C_S9	308	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.56	Non Fess.	
C_S10	308	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.58	Non Fess.	
C_S11	308	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.56	Non Fess.	
C_S12	308	1	918000.00	4715.00	6032.00	SI	16\200	-0.53	Non Fess.	

Tab. II

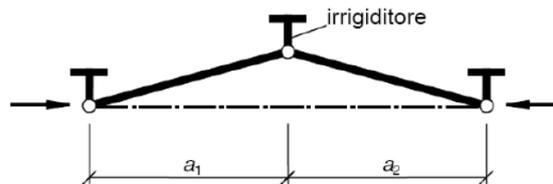
Sezione	σ_s	ϕ^*	$\sigma_{am}(\phi)$	$\sigma_{am}(p)$	Ver. (c. indir-)	$\sigma_{s,max}$ fr.	Tens. stiff.	$\sigma_s + \Delta\sigma$	Ver. (car. dir.)
A_S1	---	14.45	215	160	---	6	146	153	SI (0.71)
A_S2	---	14.45	215	160	---	-29	---	---	---
A_S3	---	14.45	215	160	---	-52	---	---	---
A_S17	---	14.45	215	160	---	-52	---	---	---
A_S18	---	14.45	215	160	---	-29	---	---	---
A_S19	---	14.45	215	160	---	5	146	151	SI (0.7)
B_S4	---	14.45	215	160	---	-51	---	---	---
B_S5	---	14.45	215	160	---	-53	---	---	---
B_S6	---	14.45	215	160	---	-57	---	---	---
B_S7	---	14.45	215	160	---	-58	---	---	---
B_S13	---	14.45	215	160	---	-58	---	---	---
B_S14	---	14.45	215	160	---	-57	---	---	---
B_S15	---	14.45	215	160	---	-53	---	---	---
B_S16	---	14.45	215	160	---	-51	---	---	---
C_S8	---	14.45	215	160	---	-58	---	---	---
C_S9	---	14.45	215	160	---	-58	---	---	---
C_S10	---	14.45	215	160	---	-58	---	---	---
C_S11	---	14.45	215	160	---	-58	---	---	---
C_S12	---	14.45	215	160	---	-58	---	---	---

Si conferma pertanto l'armatura prevista in soletta per tutti i conci: 1Ø16/20.

9. Verifica irrigidenti

In questa sezione vengono verificati gli elementi di irrigidimento trasversale (transverse stiffeners).

Gli irrigidenti trasversali sono solitamente assunti come elementi rigidi, ciò consente di studiare i pannelli posti tra due stiffeners indipendentemente ovvero trascurando l'interazione che avrebbero con i pannelli adiacenti.



Sezione longitudinale

Il sistema di stiffeners verticali deve essere pertanto in grado di fornire un adeguato vincolo sufficientemente rigido nei confronti del pannello che stabilizzano, oltre a garantire il necessario ancoraggio alle bande diagonali di trazione, all'atto dell'imbozzamento dei pannelli. Le verifiche effettuate, condotte in accordo con EN1993-1-5 (cfr. Istruzioni delle NTC-08 cap. 4.2.4.1.3.4), comprendono:

- stabilità flesso torsionale
- rigidità flessionale
- resistenza

Le tre verifiche verranno effettuate, in generale, trascurando il vincolo intermedio offerto dal traverso, e considerando l'elemento stiffener come una "colonna" incernierata alle estremità.

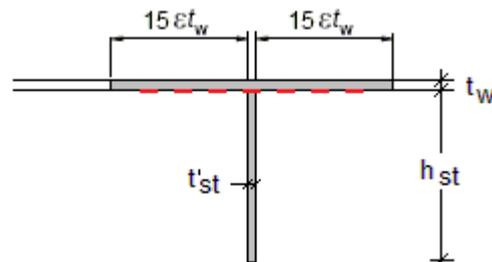
Nell'ambito della verifica di resistenza, mediante analisi separata, si considera anche l'adeguatezza del sistema composto da stiffeners e traversa metallica nei riguardi della stabilizzazione delle piattabande inferiori compresse, ai fini della stabilità flesso torsionale delle travi.

9.1 Irrigidenti intermedi

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di materiale necessarie alle seguenti verifiche:

Materiali

$f_y =$	355	N/mm ²
$E_a =$	210000	N/mm ²
$\nu =$	0.3	
$G =$	80769	N/mm ²
$\varepsilon =$	0.814	
$\gamma_{M1} =$	1	



Geometria

$a =$	4050	mm	interasse fra stiff. verticali
$t_w =$	16	mm	spessore minimo anima
$h_w =$	1'545	mm	altezza massima anima
$h_{st} =$	300	mm	
$t'_{st} =$	25	mm	
$b = 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_w + t'_{st} =$	416	mm	

9.1.1 Stabilità flessione torsionale

Relativamente alle problematiche connesse con la stabilità nei confronti del buckling torsionale, si considera quanto proposto in EN 1993-1-5 (8):

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E}$$

dove I_t e I_p sono rispettivamente l'inerzia polare (attorno all'asse vincolato) e l'inerzia torsionale del piatto.

Si ha pertanto:

Torsional buckling (Vertical/Horizontal stiffner)

EN1993-1-5, 9.2.1(8)

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E_a}$$

$I_T =$	$1/3 \cdot h_{st} \cdot t'_{st}{}^3 = 1.563E+06 \text{ mm}^4$	(without web contribution)
$I_{Gy} =$	$1/12 \cdot t'_{st} \cdot h_{st}{}^3 = 5.625E+07 \text{ mm}^4$	
$I_{Gz} =$	$h_{st} \cdot t'_{st}{}^3/12 + t'_{st} \cdot h_{st} \cdot (t'_{st}/2)^2 = 1.563E+06 \text{ mm}^4$	
$I_p =$	$I_{Gy} + I_{Gz} = 5.781E+07 \text{ mm}^4$	
$\sigma_{cr} =$	$G \cdot I_T / I_p = 2183 \text{ N/mm}^2$	$> 2 f_y = 710 \text{ N/mm}^2 \quad c.u = 0.33$
$I_T / I_p =$	0.0270	$> 5.3 \cdot f_y / E_a = 0.0090 \quad c.u = 0.33$

9.1.2 Rigidezza flessionale

Si effettua dapprima il controllo dimensionale relativo al rapporto larghezza/spessore del piatto:

Controllo dimensionale

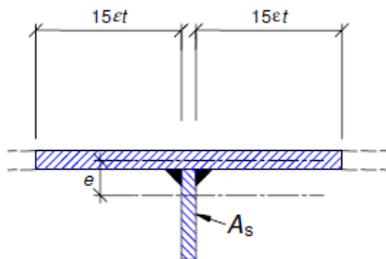
EN 1993-1-1 tab. 5.2

$$h_{st}/t'_{st,lim} = 14 \cdot \varepsilon = 11.39$$

$$h_{st}/t'_{st} = 12.00$$

Il controllo relativo all'adeguatezza della rigidità flessionale dello stiffener viene effettuato secondo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3(3).

Le caratteristiche dello stiffener vengono valutate con riferimento allo schema di figura, conteggiando una porzione di anima collaborante pari a $15 \varepsilon t_{web}$ (EN 1993-1-5 9.1.(2)).



La verifica consiste nel confrontare l'inerzia dello stiffener I_{st} con quella limite, da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3.(3):

$$a/h_w < \sqrt{2} : I_{st} \geq 1,5 h_w^3 t^3 / a^2$$

$$a/h_w \geq \sqrt{2} : I_{st} \geq 0,75 h_w t^3$$

Per semplicità, il controllo viene effettuato, calcolando le caratteristiche del profilo equivalente indipendentemente dalla sua reale posizione sulle varie tipologie di concio.

La tabella seguente riporta il calcolo di I_{st} effettuato per le varie tipologie di concio, ed il relativo confronto con la rilevante inerzia minima.

Verifica del requisito di rigidità per stiffeners verticali intermedi

Concio	t_w [mm]	h_w [mm]	a [mm]	a/h_w	b [mm]	$I_{st,lim}$ [mm ⁴]	A_{st} [mm ²]	S_{st} [mm ³]	e [mm]	I_{st} [mm ⁴]	I_{stG} [mm ⁴]	Verifica
A	16	1545	4050	2.62	416	4.75E+06	14148.6	1298188.599	91.8	2.26E+08	1.44E+08	VERIFICATO
B	16	1540	4050	2.63	416	4.73E+06	14148.6	1298188.599	91.8	2.26E+08	1.44E+08	VERIFICATO
C	16	1535	4050	2.64	416	4.72E+06	14148.6	1298188.599	91.8	2.26E+08	1.44E+08	VERIFICATO

La rigidità minima è pertanto soddisfatta.

9.1.3 Verifica di resistenza

Si adotta il metodo semplificato proposto da EN 1993-1-5, cap. 9.3.3.(3). Le azioni insistenti sullo stiffener, nel caso più generale, sono quelle dovute a differenti meccanismi, quali:

a) ancoraggio bande di trazione del pannello stabilizzato.

L'azione di compressione insistente sull'elemento viene valutata come differenza tra il taglio agente V_{Ed} e l'azione tagliante critica sviluppata in corrispondenza del medesimo pannello.

$$\left(V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} f_{yw} h_w t / (\sqrt{3} \gamma_{M1}) \right)$$

b) contributo alla stabilità dell'anima sotto l'azione di azioni normali.

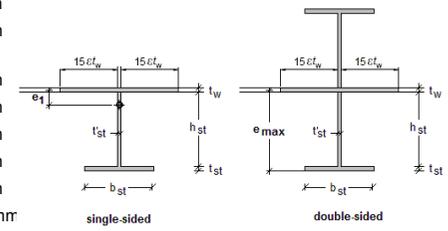
Per la valutazione dell'azione destabilizzante trasmessa dall'anima, si applica la formulazione contenuta in EN 1993-1-5 9.2.1(5). Il quadro tensionale e geometrico caratterizzante il pannello viene tratto direttamente dall'output di PontiEC4 per le sezioni esaminate, qui riportato.

	A_S2	A_S3	B_S4	B_S5	B_S6	B_S7	C_S8	C_S9	C_S10
b	1545	1545	1540	1540	1540	1540	1535	1535	1535
σ_{cr0E}	20.38	20.38	20.51	20.51	20.51	20.51	20.64	20.64	20.64
σ_{sup}	-156.16	-204.55	-203.19	-225.2	-271.55	-288.91	-287.21	-292.49	-235.95
σ_{inf}	202.27	276.19	247.72	279.75	341.05	359.25	325.44	330.47	284.84
ψ	-1.295	-1.35	-1.219	-1.242	-1.256	-1.243	-1.133	-1.13	-1.207
Kσ	31.5	33	29.4	30.1	30.4	30.1	27.2	27.1	29.1
λ_P	0.74	0.73	0.77	0.76	0.75	0.76	0.79	0.8	0.77
b_c	673.1	657.4	694	686.8	682.6	686.4	719.6	720.7	695.4
b_{c,sup}	269.3	263	277.6	274.7	273.1	274.6	287.8	288.3	278.2
b_{c,inf}	403.9	394.4	416.4	412.1	409.6	411.9	431.8	432.4	417.3
ρ_{loc}	1	1	1	1	1	1	1	1	1
b_{c,eff}	673.1	657.4	694	686.8	682.6	686.4	719.6	720.7	695.4
b_{c,eff,sup}	269.3	263	277.6	274.7	273.1	274.6	287.8	288.3	278.2
b_{c,eff,inf}	403.9	394.4	416.4	412.1	409.6	411.9	431.8	432.4	417.3
\emptyset_{foro}	0	0	0	0	0	0	0	0	0

c) azione di carichi verticali di tipo diretto.

Per il caso in esame i contributi del tipo c sono assenti; inoltre, visto il passo non particolarmente fitto prescelto per gli stiffener, i contributi del tipo b) non risultano particolarmente significativi, come dimostrato dal calcolo per esteso effettuato nel seguito.

Sezione	A_S2	A_S3	B_S4	B_S5	B_S6	B_S7	C_S8	C_S9	C_S10	Rif.
a =	4050	4050	4050	4050	4050	4050	4050	4050	4050	mm
h _w =	1545	1545	1540	1540	1540	1540	1535	1535	1535	mm
double=2 ; single = 1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
t _w =	16	16	16	16	16	16	16	16	16	mm
h _{st} =	300	300	300	300	300	300	300	300	300	mm
t' _{st} =	25	25	25	25	25	25	25	25	25	mm
b _{st} =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	mm
t _{st} =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	mm
f _y =	355	355	355	355	355	355	355	355	355	N/mm ²
E _{acc} =	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	N/mm ²
γ _{M1} =	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
ε	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	0.814	
b =	2·15·c _t ·t _w + t' _{st} =	416	416	416	416	416	416	416	416	mm
A _{st} =	b·t _w +h _{st} ·t' _{st} +t _{st} ·b _{st} =	14149	14149	14149	14149	14149	14149	14149	14149	mm ²
S _{st} =	t' _{st} ·h _{st} ·(h _{st} +t _w)/2+t _{st} ·b _{st} ·(t _{st} /2+h _{st} +t _w /2) =	1185000	1185000	1185000	1185000	1185000	1185000	1185000	1185000	mm ³
e ₁ =	S _{st} /A _{st} =	83.8	83.8	83.8	83.8	83.8	83.8	83.8	83.8	mm
I _{st} =	b·t _w ³ /12+b·t _w ·e ₁ ² + 1/12·t' _{st} ·h _{st} ³ +t' _{st} ·h _{st} ·(h _{st} /2+t _w /2-e ₁) ² + 1/12·b _{st} ·t _{st} ³ +t _{st} ·b _{st} ·(t _{st} /2+h _{st} +t _w /2-e ₁) ² =	1.44E+08	mm ⁴							
e _{max} =	--	--	--	--	--	--	--	--	--	mm
V _{Ed} =	1.69E+06	1.44E+06	1.44E+06	1.31E+06	9.26E+05	6.88E+05	6.88E+05	5.59E+05	3.81E+05	N
b _c =	673.1	657.4	694	686.8	682.6	686.4	719.6	720.7	695.4	mm
ψ =	1.295	1.35	1.219	1.242	1.256	1.243	1.133	1.13	1.207	
σ _{max} =	202.27	276.19	247.72	279.75	341.05	359.25	325.44	330.47	284.84	N/mm ²
σ _{cr,p} =	641.94	673.08	604	616.6	624.18	617.31	561.7	559.98	601.41	N/mm ² EN 1993-1-5, A.1-A.2
σ _{cr,c} =	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	2.96	N/mm ² EN 1993-1-5, A.3
k _t =	5.34+4·(a/h _w) ² =	5.92	5.92	5.92	5.92	5.92	5.92	5.91	5.91	EN 1993-1-5, A.3(1)
τ _{cr} =	k _t ·190000·(t _w /h _w) ² =	120.7	120.7	121.4	121.4	121.4	122.1	122.1	122.1	N/mm ² EN 1993-1-5, 5.3 (3)
λ _w =	0.76·(f _y /τ _{cr}) ^{0.5} =	1.304	1.304	1.300	1.300	1.300	1.296	1.296	1.296	
V _{cr} =	1/λ _w ² ·f _y ·h _w ·t _w /(√3·g _{M1}) =	2.71E+06	2.71E+06	2.72E+06	2.72E+06	2.72E+06	2.72E+06	2.72E+06	2.72E+06	N EN 1993-1-5, 9.3.3.(3)
N _{st1,Ed} =	V _{Ed} ·V _{cr} (>=0) =	0	0	0	0	0	0	0	0	0 N axial force in the stiffener from tension field action
N _{st2,Ed} =	=	0	0	0	0	0	0	0	0	0 N external force
N _{st,ten} =	N _{st1,Ed} +N _{st2,Ed} =	0	0	0	0	0	0	0	0	0 N
N _{Ed} =	ψ ^{1/2} ·σ _{sup} ·b _c ·t _w =	1.410E+06	1.961E+06	1.677E+06	1.909E+06	2.339E+06	2.452E+06	2.123E+06	2.153E+06	1.913E+06 N longitudinal compression force in the panel
0.5 < σ _{cr,c} /σ _{cr,p} < 1.0		0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	
σ _m =	σ _{cr,c} /σ _{cr,p} ·N _{Ed} /h _w ·[1/(a/2)+1/(a/2)] =	0.451	0.627	0.538	0.612	0.750	0.786	0.683	0.693	0.615 N/mm ² EN 1993-1-5, 9.2 (5)
ΔN _{st,Ed} =	σ _m ·h _w ² /π ² =	1.090E+05	1.516E+05	1.292E+05	1.471E+05	1.802E+05	1.889E+05	1.630E+05	1.654E+05	1.469E+05 N EN 1993-1-5, 9.2 (6)
ΣN _{st,Ed} =	N _{st,Ed} +ΔN _{st,Ed} =	1.090E+05	1.516E+05	1.292E+05	1.471E+05	1.802E+05	1.889E+05	1.630E+05	1.654E+05	1.469E+05 N
N _{cr} =	π ² ·E·I _{st} /h _w ² =	1.254E+08	1.254E+08	1.262E+08	1.262E+08	1.262E+08	1.262E+08	1.270E+08	1.270E+08	N
w ₀ =	min(h _w /300 ; a/300) =	5.15	5.15	5.13	5.13	5.13	5.13	5.12	5.12	5.12 mm
f	w + w ₀ =	--	--	--	--	--	--	--	--	-- mm
w < h _w /300	w ₀ /(N _{cr,st} /ΣN _{st,Ed} -1) =	--	--	--	--	--	--	--	--	-- mm double sided
σ _{max} < f _y /γ _{M1}	N _{st,ten} /A _{st} +ΣN _{st,Ed} ·e _{max} /I _{st} ·f =	--	--	--	--	--	--	--	--	-- N/mm ²
δ _m	N _{st,ten} ·e ₁ /I _{st} ·ΣN _{st,Ed} ·w ₀ =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00 mm
w < h _w /300	w ₀ /(N _{cr} /ΣN _{st,Ed} -1)·(1+1.25·δ _m) =	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01 mm single sided
σ _{max} < f _y /γ _{M1}	N _{st,Ed} /A _{st} +ΣN _{st,Ed} ·e ₁ /I _{st} ·w ₀ /(1-ΣN _{st,Ed} /N _{cr,st})·(1+1.11·δ _m) =	0.33	0.45	0.39	0.44	0.54	0.56	0.48	0.49	0.44 N/mm ²



9.2 Irrigidenti d'appoggio

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di materiale necessarie alle seguenti verifiche:

Materiali	
$f_y =$	355 N/mm ²
$E_a =$	210000 N/mm ²
$\nu =$	0.3
$G =$	80769 N/mm ²
$\varepsilon =$	0.814
$\gamma_{M1} =$	1

Geometria	
$a =$	4975 mm
$t_w =$	16 mm
$h_w =$	1'545 mm
$h_{st} =$	300 mm
$t'_{st} =$	25 mm
$b = 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_w + t'_{st} =$	416 mm

9.2.1 Stabilità flessione torsionale

Relativamente alle problematiche connesse con la stabilità nei confronti del buckling torsionale, si considera quanto proposto in EN 1993-1-5 (8):

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E}$$

dove I_t e I_p sono rispettivamente l'inerzia polare (attorno all'asse vincolato) e l'interzia torsionale del piatto.

Si ha pertanto:

Torsional buckling (Vertical/Horizontal stiffner)

EN1993-1-5, 9.2.1(8)

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \frac{f_y}{E_a}$$

$I_T =$	$1/3 \cdot h_{st} \cdot t'_{st}{}^3 = 1.563E+06 \text{ mm}^4$	(without web contribution)
$I_{Gy} =$	$1/12 \cdot t'_{st} \cdot h_{st}{}^3 = 5.625E+07 \text{ mm}^4$	
$I_{Gz} =$	$h_{st} \cdot t'_{st}{}^3 / 12 + t'_{st} \cdot h_{st} \cdot (t'_{st} / 2)^2 = 1.563E+06 \text{ mm}^4$	
$I_p =$	$I_{Gy} + I_{Gz} = 5.781E+07 \text{ mm}^4$	
$\sigma_{cr} =$	$G \cdot I_T / I_p = 2183 \text{ N/mm}^2$	$> 2 f_y = 710 \text{ N/mm}^2 \text{ c.u} = 0.33$
$I_T / I_p =$	0.0270	$> 5.3 \cdot f_y / E_a = 0.0090 \text{ c.u} = 0.33$

9.2.2 Rigidezza flessionale

In prima battuta si effettua il controllo dimensionale relativo al rapporto larghezza/spessore del piatto:

Controllo dimensionale

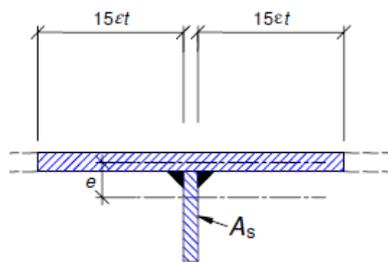
EN 1993-1-1 tab. 5.2

$$h_{st}/t'_{st,lim} = 14 \cdot \varepsilon = 11.39$$

$$h_{st}/t'_{st} = 12.00$$

Il controllo relativo all'adeguatezza della rigidità flessionale dello stiffener viene effettuato secondo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3(3).

Le caratteristiche dello stiffener vengono valutate con riferimento allo schema di figura, conteggiando una porzione di anima collaborante pari a $15 \varepsilon t_{web}$ (EN 1993-1-5 9.1.(2)).



La verifica consiste nel confrontare l'inerzia dello stiffener I_{st} con quella limite, da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-1-5 cap. 9.3.3.(3):

$$a/h_w < \sqrt{2} : I_{st} \geq 1,5 h_w^3 t^3 / a^2$$

$$a/h_w \geq \sqrt{2} : I_{st} \geq 0,75 h_w t^3$$

Per semplicità, il controllo viene effettuato, calcolando le caratteristiche del profilo equivalente indipendentemente dalla sua reale posizione sulle varie tipologie di concio.

La tabella seguente riporta il calcolo di I_{st} effettuato per le varie tipologie di concio, ed il relativo confronto con la rilevante inerzia minima.

Verifica del requisito di rigidità per stiffeners verticali d'appoggio

Concio	t_w [mm]	h_w [mm]	a [mm]	a/h_w	b [mm]	$I_{st,lim}$ [mm ⁴]	A_{st} [mm ²]	S_{st} [mm ³]	e [mm]	I_{st} [mm ⁴]	Verifica
A	16	1545	4975	3.22	416	4.75E+06	21648.6	0	0.0	4.87E+08	VERIFICATO

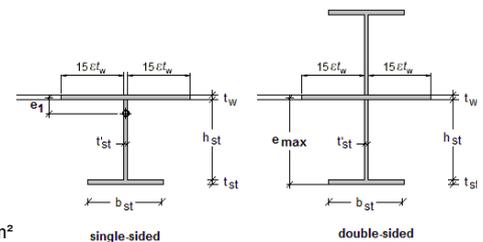
La rigidità minima è pertanto soddisfatta.

9.2.3 Verifica di resistenza

Si adotta il metodo semplificato proposto da EN 1993-1-5, cap. 9.3.3.(3). Le azioni insistenti sullo stiffener, nel caso più generale, sono quelle dovute ai tre meccanismi descritti per gli stiffeners intermedi. Il quadro tensionale e geometrico caratterizzante il pannello viene tratto direttamente dall'output di PontiEC4 per le sezioni esaminate, qui riportato.

	A_S1
b	1545
σ_{cr0E}	20.38
σ_{sup}	1.8
σ_{inf}	-4.43
ψ	-0.406
K_G	12
λ_P	1.21
b_c	1099.2
b_{c,sup}	659.5
b_{c,inf}	439.7
ρ_{loc}	0.731
b_{c,eff}	803.3
b_{c,eff,sup}	482
b_{c,eff,inf}	321.3
ϕ_{foro}	295.8

Sezione	A_S1	Rif.
a =	4975 mm	
h _w =	1545 mm	
double=2 ; single = 1	2	
t _w =	16 mm	
h _{st} =	300 mm	
t' _{st} =	25 mm	
b _{st} =	0 mm	
t _{st} =	0 mm	
f _y =	355 N/mm ²	
E _{acc} =	210000 N/mm ²	
γ_{M1} =	1.1	
ϵ	0.814	
b =	2 · 15 · e · t _w + t' _{st} = 416 mm	
A _{st} =	b · t _w + h _{st} · t' _{st} + t _{st} · b _{st} = 21649 mm ²	
S _{st} =	t' _{st} · h _{st} · (h _{st} + t _w) / 2 + t _{st} · b _{st} · (t _{st} / 2 + h _{st} + t _w / 2) = 0 mm ³	
e ₁ =	S _{st} / A _{st} = 0.0 mm	
I _{st} =	b · t _w ³ / 12 + b · t _w · e ₁ ² + 1 / 12 · t' _{st} · h _{st} ³ + t' _{st} · h _{st} · (h _{st} / 2 + t _w / 2 - e ₁) ² + 1 / 12 · b _{st} · t _{st} ³ + t _{st} · b _{st} · (t _{st} / 2 + h _{st} + t _w / 2 - e ₁) ² = 4.87E+08 mm ⁴	
e _{max} =	308.0 mm	
V _{Ed} =	2.14E+06 N	
b _c =	1099.2 mm	
ψ =	0.406	
σ_{max} =	4.43 N/mm ²	
$\sigma_{cr,p}$ =	243.92 N/mm ²	EN 1993-1-5, A.1-A.2
$\sigma_{cr,c}$ =	2.96 N/mm ²	EN 1993-1-5, A.3
k _t =	5.34 + 4 · (a/h _w) ² = 5.73	EN 1993-1-5, A.3(1)
τ_{cr} =	k _t · 190000 · (t _w /h _w) ² = 116.7 N/mm ²	EN 1993-1-5, 5.3 (3)
λ_w =	0.76 · (f _y /τ _{cr}) ^{0.5} = 1.326	
V _{cr} =	1/λ _w ² · f _y · h _w · t _w · (√3 · g _{M1}) = 2.62E+06 N	EN 1993-1-5, 9.3.3.(3)
N _{st1,Ed} =	V _{Ed} - V _{cr} (>=0) = 0 N	axial force in the stiffener from tension field action
N _{st2,Ed} =	= 0 N	external force
N _{st,ten} =	N _{st1,Ed} + N _{st2,Ed} = 0 N	
N _{Ed} =	ψ ^{1/2} · σ _{sup} · b _c · t _w = 1.582E+04 N	longitudinal compression force in the panel
0.5 < σ _{cr,c} / σ _{cr,p} < 1.0	0.500	
σ _m =	σ _{cr,c} / σ _{cr,p} · N _{Ed} / h _w · [1/(a/2) + 1/(a/2)] = 0.004 N/mm ²	EN 1993-1-5, 9.2 (5)
ΔN _{st,Ed} =	σ _m · h _w ² / π ² = 9.953E+02 N	EN 1993-1-5, 9.2 (6)
ΣN _{st,Ed} =	N _{st,Ed} + ΔN _{st,Ed} = 9.953E+02 N	
N _{cr} =	π ² · E · I _{st} / h _w ² = 4.229E+08 N	
w ₀ =	min(h _w /300 ; a/300) = 5.15 mm	
f	w + w ₀ = 5.15 mm	
w < h _w /300	w ₀ / (N _{cr,st} / ΣN _{st,Ed} - 1) = 0.00 mm	double sided
σ _{max} < f _y / γ _{M1}	N _{st,ten} / A _{st} + ΣN _{st,Ed} · e _{max} / I _{st} · f = 0.00 N/mm ²	
δ _m	N _{st,ten} · e ₁ / (ΣN _{st,Ed} · w ₀) = -- mm	
w < h _w /300	w ₀ / (N _{cr} / ΣN _{st,Ed} - 1) · (1 + 1.25 · δ _m) = -- mm	single sided
σ _{max} < f _y / γ _{M1}	N _{st,Ed} / A _{st} + ΣN _{st,Ed} · e ₁ / I _{st} · w ₀ / ((1 - ΣN _{st,Ed} / N _{cr,st}) · (1 + 1.11 · δ _m)) = -- N/mm ²	



10. Verifica traversi

Lungo l'impalcato vengono predisposti i seguenti sistemi di controvento:

- Traversi principali di spalla: disposti in corrispondenza delle spalle, aventi la funzione di trasmettere alle sottostrutture le sollecitazioni verticali e torsionali trasmesse dalle campate terminali dell'impalcato..
- Traversi secondari: disposti in campata, ad interasse longitudinale tipico pari a 4.05 m, aventi la funzione di garantire l'indeforabilità della sezione di impalcato

Ove non diversamente specificato, tutte le verifiche dei traversi sono effettuate allo S.L.U. elastico della sezione.

10.1 Traversi principali di spalla

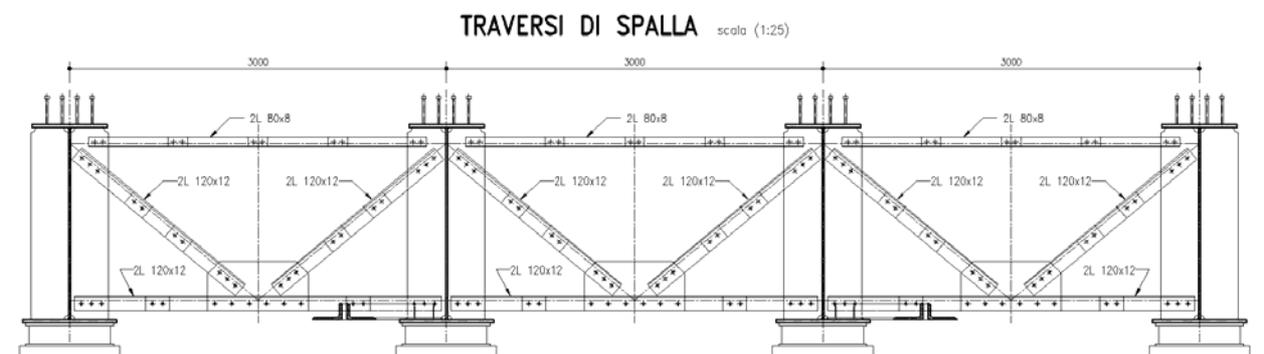
Le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato sono scaricate sulla spalla mediante una coppia di isolatori sismici, poste alle estremità di ciascuna travata, con interasse trasversale pari a 3.0 m. Per la verifica globale del traverso si considera la massima sollecitazione torcente che caratterizza le zone di appoggio.

La struttura reticolare, di cui di seguito si riporta lo schema, prevede i seguenti elementi:

- n. 1 corrente superiore, ordito tra le estremità superiori delle due anime, realizzato mediante una coppia di profili ad L 80×80×8, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;
- n. 2 diagonali, realizzati con una coppia di profili ad L, tipo 120×120×12, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;
- n. 1 corrente inferiore, ordito tra le estremità inferiori delle anime, realizzato mediante una coppia di profili ad L 120×120×12, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;

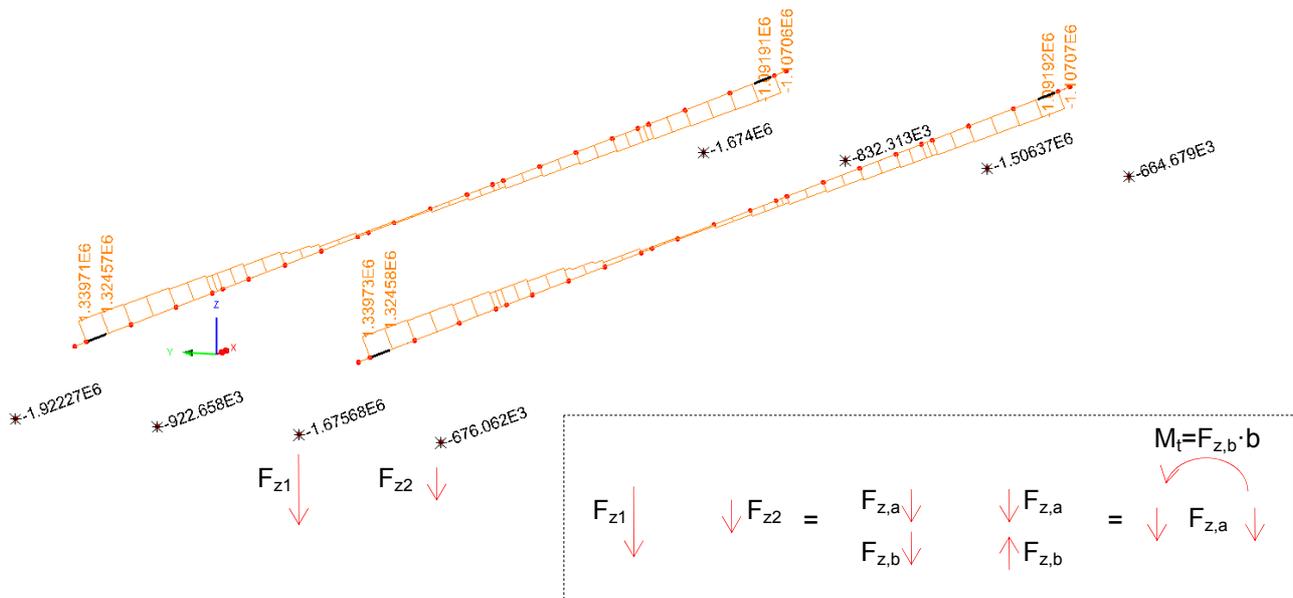
I diagonali sono collegati ai correnti per mezzo di una piastra di nodo di spessore pari a 20.0 mm.

Tutte le unioni sono realizzate ad attrito.



10.1.1 Calcolo sollecitazioni

Il traverso di estremità è sollecitato dalla massima azione torcente scaricata dal cassone in corrispondenza della sezione di estremità.



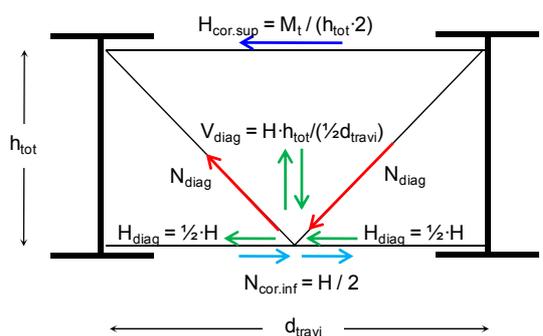
Al fine di considerare anche le coppie torcenti derivanti dall'azione orizzontale del vento che contribuiscono ad incrementare la sollecitazione torcente d'impalcato a livello del piano appoggi, si decompongono le reazioni verticali d'appoggio relative a ciascun cassone:

$b_{int} = 3.0 \text{ m}$ interasse fra le travi del singolo cassone

Cassone	$F_{z,App.1}$ [kN]	$F_{z,App.2}$ [kN]	$F_{z,a}$ [kN]	$F_{z,b}$ [kN]	M_t [kNm]
1	1922.27	922.66	439.9	1773.7	1319.7
	1674.00	832.31	353.7	1588.2	1061.0
2	1675.68	676.06	439.9	1513.0	1319.7
	1506.37	664.68	353.7	1416.1	1061.0

$M_{t,max} = 1319.7 \text{ kNm}$

L'elaborazione viene effettuata con riferimento alla combinazione particolarmente gravosa per quanto riguarda gli effetti torcenti con riferimento allo S.L.U..



VERIFICA TRAVERSI

$M_{t, \text{traverso}} =$ 1499.4 kNm Massimo momento torcente

$h_{\text{tot}} =$ 1.26 m Altezza del traverso

$d_{\text{travi}} =$ 3 m Distanza travi

$q = 1499.427 \cdot 1000^2 / (2 \cdot 1260 \cdot 3000) =$ 198.3 N/mm Flusso torcente

CORRENTE SUPERIORE

$F_H = 0.1983 \cdot 3000 =$ 595.0 kN Azione sul corrente superiore

CORRENTE INFERIORE

$N = \pm 595.0 / 2 =$ 297.5 kN Azione sul corrente inferiore

DIAGONALI

$H =$ 297.5 kN Risultante orizzontale in ogni diagonale

$V = 297.5 \cdot 1.26 / 1.5 =$ 249.9 kN Risultante verticale in ogni diagonale

$N = \pm (297.5^2 + 249.9^2)^{0.5} =$ 388.5 kN Azione assiale sul diagonale

10.1.2 Verifica diagonali

Si utilizza, per i diagonali, un profilo composto da 2L 120×12, giuntato inferiormente e superiormente mediante bulloni M27 (gioco foro/bullone 0.5 mm); l'accoppiamento dei profili verrà eseguito mediante tre imbottiture, in modo da suddividere l'elemento in quattro campi di lunghezza uguale.

VERIFICA DIAGONALI

Profili 2L 120x12

n. profili	2
L ₁	120 mm
L ₂	120 mm
t	12 mm

Bulloni M27

Ø _{foro}	27.5 mm
Ø _{bullone}	27 mm

d _{calc} =	1959 mm	Lunghezza totale diagonale (di calcolo)
A _l =	5508 mm ²	Area lorda profili
A _{res} = 5508 - 2 · (27.5 · 12) =	4848 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
I _{min} =	7.35E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n	1	Numero campi
L _{cr} = 1959 / 1 =	1959 mm	Lunghezza di libera inflessione
i _{min} =	36.54 mm	
f _{yk}	355 Mpa	
A	4848 mm ²	Area
E	210000 MPa	Modulo elastico
α =	c	Curva di instabilità (a,b,c,d)
α =	0.49	fattore di imperfezione
N _{cr} = π ² EI / L _{cr} =	-3971760 N	Carico critico elastico
λ = L _{cr} / i _{min} =	54	
λ ₁ = π · (f _{yk} / E) ^{0.5} =	76	
λ = λ / λ ₁ =	0.70	Snellezza adimensionale
Φ = 0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] =	0.87	
χ = 1 / [Φ + (Φ ² - λ ²) ^{0.5}] =	0.72	
γ _{M0} =	1.05	
γ _{M1} =	1.10	
γ _{M2} =	1.25	

VERIFICA DIAGONALI

N _{b,Rd} = χ · A · f _{yk} / γ _{M1} =	-1132 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd} = A · f _{yk} / γ _{M0} =	1639 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed} =	389 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.237
N _{Ed} =	-389 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.343

10.1.3 Verifica corrente inferiore

Si utilizza, per il corrente inferiore, un profilo composto da 2 L120×12, giuntato ai lati ed alla piastra di nodo centrale mediante bulloni M27; l'accoppiamento dei profili verrà eseguito mediante un'imbottitura, in modo da suddividere l'intero elemento in due campi di lunghezza uguale. Per il profilo composto (distanza trasversale 20.0 mm) si hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

VERIFICA CORRENTI INFERIORI

Profili 2L 120x12

n. profili	2
L ₁	120 mm
L ₂	120 mm
t	12 mm

Bulloni M27

Ø _{foro}	27.5 mm
Ø _{bullone}	27 mm

d _{calc} =	1500 mm	Lunghezza libera di calcolo
A _l =	5508 mm ²	Area lorda profili
A _{res} = 5508 - 2 · (27.5 · 12) =	4848 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
I _{min} =	7.35E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n	1	Numero campi
L _{cr} = 1500 / 1 =	1500 mm	Lunghezza libera massima profilo singolo
i _{min} =	36.54 mm	
f _{yk}	355 Mpa	
A	4848 mm ²	Area
E	210000 MPa	Modulo elastico
α =	c	Curva di instabilità (a,b,c,d)
N _{cr} = π ² EI / L _{cr} =	0.49	fattore di imperfezione
λ = L _{cr} / i _{min} =	-6774233 N	Carico critico elastico
λ ₁ = π · (f _{yk} / E) ^{0.5} =	41	
λ = λ / λ ₁ =	76	
Φ = 0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] =	0.54	Snellezza adimensionale
χ = 1 / [Φ + (Φ ² - λ ²) ^{0.5}] =	0.73	
γ _{M0} =	1.05	
γ _{M1} =	1.10	
γ _{M2} =	1.25	

VERIFICA CORRENTI INFERIORI

N _{b,Rd}	-1286 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd}	1639 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed}	298 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.182
N _{Ed}	-298 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.231

10.1.4 Verifica collegamenti

Tutte le bullonature vengono realizzate a taglio, con accoppiamento di precisione. La bullonatura è realizzata mediante n. 3 bulloni M27, classe 10.9 per il collegamento superiore, inferiore e per il diagonale. Si ha quindi:

VERIFICA COLLEGAMENTI - DIAGONALI		VERIFICA COLLEGAMENTI - CORRENTE INFERIORE	
n. bulloni	3	n. bulloni	3
Classe	10.9	Classe	10.9
$\varnothing_{\text{bullone}}$	27	$\varnothing_{\text{bullone}}$	27 mm
n. superfici attrito	2	n. superfici attrito	2
$\mu =$	0.3	$\mu =$	0.3
Bullonatura	n. 3 bulloni M27 classe 10.9	Bullonatura	n. 3 bulloni M27 classe 10.9
$A_{\text{res}} =$	459 mm ²	$A_{\text{res}} =$	459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa	$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$	388.5 kN	$N_{\text{Ed,tot}} =$	297.5 kN
$\gamma_{M7} =$	1.25	$\gamma_{M7} =$	1.25
$\gamma_{M3} =$	1.10	$\gamma_{M3} =$	1.10
$F_{p,C} =$	292 kN	$F_{p,C} =$	292 kN
$F_{s,Rd} =$	$n \cdot \mu \cdot F_{p,C} / \gamma_{M3} =$ 159.3 kN	$F_{s,Rd} =$	$n \cdot \mu \cdot F_{p,C} / \gamma_{M3} =$ 159.3 kN
$F_{s,Rd,tot} =$	$F_{s,Rd} \cdot n_b =$ 478.0 kN	$F_{s,Rd,tot} =$	$F_{s,Rd} \cdot n_b =$ 478.0 kN
$N_{\text{Ed}} =$	388.5 kN < $F_{s,Rd,tot} =$ 478 kN	$N_{\text{Ed}} =$	297.5 kN < $F_{s,Rd,tot} =$ 478 kN

10.2 Traversi secondari

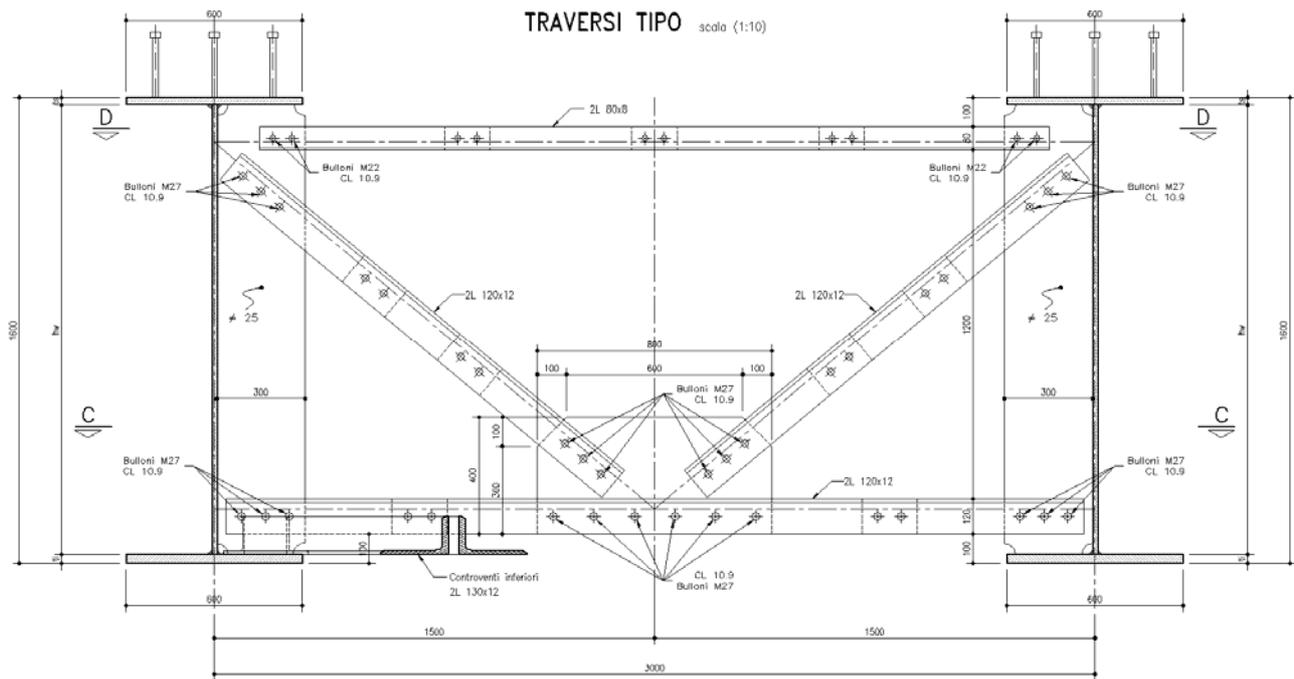
Lungo l'impalcato vengono predisposti traversi secondari, posti ad interasse longitudinale tipico pari a 4.05 m, atti a garantire l'indeforabilità della sezione trasversale del cassone sotto l'effetto dell'azione torcente.

La struttura reticolare, di cui di seguito si riporta lo schema, prevede i seguenti elementi:

- n. 1 corrente superiore (di montaggio), ordito tra le estremità superiori delle due anime, realizzato mediante una coppia di profili ad L 80×8, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;
- n. 2 diagonali, realizzati con una coppia di profili ad L, tipo 120×12, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;
- n. 1 corrente inferiore, ordito tra le estremità inferiori delle anime, realizzato mediante una coppia di profili ad L 120×12, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;

I diagonali sono collegati ai correnti per mezzo di una piastra di nodo di spessore pari a 20.0 mm.

Tutte le unioni sono realizzate d attrito.



10.2.1 Calcolo sollecitazioni insistenti nei traversi

I diaframmi secondari risultano caricati dalla variazione di momento torcente che viene ad instaurarsi per effetto dei carichi esterni in corrispondenza delle sezioni che si trovano alle estremità del tratto di competenza di ciascun traverso.

Il calcolo della variazione di momento torcente viene effettuato, per semplicità ed a favore di sicurezza, considerando la variazione di momento torcente tra elemento ed elemento contigui tra loro, indipendentemente dalla propria lunghezza (che risulta al massimo intorno ai 4.05 m).

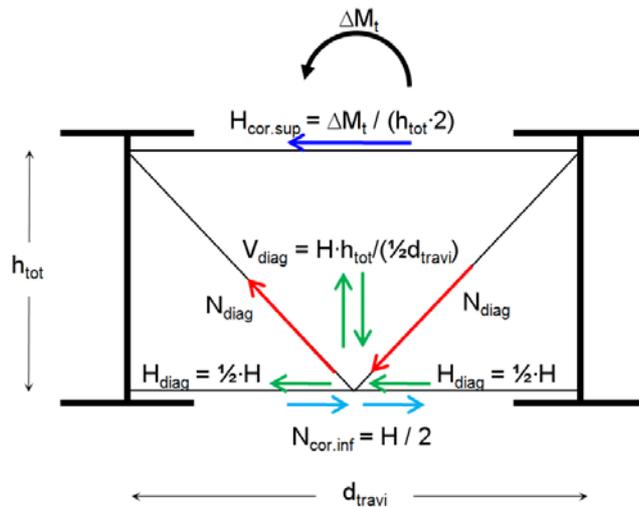
L'elaborazione viene effettuata con riferimento alla combinazione più gravosa per quanto riguarda gli effetti torcenti.



Allo S.L.U., l'analisi delle variazioni di momento torcente restituisce per tutti i contributi i seguenti valori:

VERIFICA TRAVERSI

$d_{\max, \text{traversi}} =$	4.05 m	Massima distanza fra i traversi
$L_{\text{ele}} =$	22.90 m	Lunghezza elementi contigui tra loro
$\Delta M_{t, \text{traverso}} =$	576.6 kNm/4.05m	Variazione max di momento torcente per il singolo traverso
$h_{\text{tot}} =$	1.260 m	Altezza del traverso
$d_{\text{travi}} =$	3 m	Distanza travi



CORRENTE SUPERIORE

$F_H =$	$576.6 / (1.26 \cdot 2) =$	228.8 kN	Azione sul corrente superiore
---------	----------------------------	----------	-------------------------------

CORRENTE INFERIORE

$N =$	$\pm 228.8 / 2 =$	114.4 kN	Azione sul corrente inferiore
-------	-------------------	----------	-------------------------------

DIAGONALI

$H =$		114.4 kN	Risultante orizzontale in ogni diagonale
$V =$	$114.4 \cdot 1.26 / 1.5 =$	96.1 kN	Risultante verticale in ogni diagonale
$N =$	$\pm (114.4^2 + 96.1^2)^{0.5} =$	149.4 kN	Azione assiale sul diagonale

10.2.2 Verifica diagonali

Si utilizza, per i diagonali, un profilo composto da 2L 120x12, giuntato inferiormente e superiormente mediante bulloni M27 (gioco foro/bullone 0.5 mm); l'accoppiamento dei profili verrà eseguito mediante due imbottiture, in modo da suddividere l'elemento in tre campi di lunghezza uguale.

VERIFICA DIAGONALI

Profili 2L 120x12

n. profili	2
L ₁	120 mm
L ₂	120 mm
t	12 mm

Bulloni M27

Ø _{foro}	27.5 mm
Ø _{bullone}	27 mm

d _{calc} =		1959 mm	Lunghezza totale diagonale (di calcolo)
A _l =		5508 mm ²	Area lorda profili
A _{res} =	5508 - 2 · (27.5 · 12) =	4848 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
I _{min} =		7.35E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n		1	Numero campi
L _{cr} =	1'959 / 1 =	1959 mm	Lunghezza di libera inflessione
i _{min} =		36.54 mm	
f _{yk}		355 Mpa	
A		4848 mm ²	Area
E		210000 MPa	Modulo elastico
α =		0.49	Curva di instabilità (a,b,c,d) fattore di imperfezione
N _{cr} =	π ² EI / L _{cr} =	-3971760 N	Carico critico elastico
λ =	L _{cr} / i _{min} =	54	
λ ₁ =	π · (f _{yk} / E) ^{0.5} =	76	
λ =	λ / λ ₁ =	0.70	Snellezza adimensionale
Φ =	0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] =	0.87	
χ =	1 / [Φ + (Φ ² - λ ²) ^{0.5}] =	0.72	
γ _{M0}	=	1.05	
γ _{M1}	=	1.10	
γ _{M2}	=	1.25	

VERIFICA DIAGONALI

N _{b,Rd} =	χ · A · f _{yk} / γ _{M1} =	-1132 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd} =	A · f _{yk} / γ _{M0} =	1639 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed} =		149 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.091
N _{Ed} =		-149 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.132

10.2.3 Verifica corrente inferiore

Si utilizza, per il corrente inferiore, un profilo composto da 2 L120×12, giuntato ai lati ed alla piastra di nodo centrale mediante bulloni M27; l'accoppiamento dei profili verrà eseguito mediante due coppie imbottiture, in modo da suddividere l'intero elemento in sei campi di lunghezza uguale. Per il profilo composto (distanza trasversale 20.0 mm) si hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

VERIFICA CORRENTI INFERIORI

Profili		2L 120x12	
n. profili		2	
L ₁		120 mm	
L ₂		120 mm	
t		12 mm	
Bulloni		M27	
∅ _{foro}		27.5 mm	
∅ _{bullone}		27 mm	
d _{calc} =		1500 mm	Lunghezza libera di calcolo
A _l =		5508 mm ²	Area lorda profili
A _{res} =	5508 - 2 · (27.5 · 12) =	4848 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ∅27.5 per bullone ∅27)
I _{min} =		7.35E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n		1	Numero campi
L _{cr} =	1500 / 1 =	1500 mm	Lunghezza libera massima profilo singolo
i _{min} =		36.54 mm	
f _{yk}		355 Mpa	
A		4848 mm ²	Area
E		210000 MPa	Modulo elastico
α =		c	Curva di instabilità (a,b,c,d)
N _{cr} =	π ² EI / L _{cr} =	-6774233 N	fattore di imperfezione
λ =	L _{cr} / i _{min} =	41	Carico critico elastico
λ ₁ =	π · (f _{yk} / E) ^{0.5} =	76	
λ =	λ / λ ₁ =	0.54	Snellezza adimensionale
Φ =	0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] =	0.73	
χ =	1 / [Φ + (Φ ² - λ ²) ^{0.5}] =	0.82	
γ _{M0}	=	1.05	
γ _{M1}	=	1.10	
γ _{M2}	=	1.25	

VERIFICA CORRENTI INFERIORI

N _{b,Rd}	-1286 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd}	1639 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed}	114 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.070
N _{Ed}	-114 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.089

10.2.4 Verifica collegamenti

Tutte le bullonature vengono realizzate a taglio, con accoppiamento di precisione.

La bullonatura è realizzata mediante n. 3 bulloni M27, classe 10.9 per il collegamento superiore, inferiore e per il diagonale. Si ha quindi:

VERIFICA COLLEGAMENTI - DIAGONALI

n. bulloni	3
Classe	10.9
$\varnothing_{\text{bullone}}$	27
n. superfici attrito	2
μ	0.3
Bullonatura n. 3 bulloni M27 classe 10.9	
$A_{\text{res}} =$	459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$	149.4 kN
$\gamma_{\text{M7}} =$	1.25
$\gamma_{\text{M3}} =$	1.10
$F_{\text{p,C}} =$	292 kN
$F_{\text{s,Rd}} = n \cdot \mu \cdot F_{\text{p,C}} / \gamma_{\text{M3}} =$	159.3 kN
$F_{\text{s,Rd,tot}} = F_{\text{s,Rd}} \cdot n_{\text{b}} =$	478.0 kN
$N_{\text{Ed}} =$	149.4 kN < $F_{\text{s,Rd,tot}} = 478$ kN

VERIFICA COLLEGAMENTI - CORRENTE INFERIORE

n. bulloni	3
Classe	10.9
$\varnothing_{\text{bullone}}$	27 mm
n. superfici attrito	2
μ	0.3
Bullonatura n. 3 bulloni M27 classe 10.9	
$A_{\text{res}} =$	459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$	114.4 kN
$\gamma_{\text{M7}} =$	1.25
$\gamma_{\text{M3}} =$	1.10
$F_{\text{p,C}} =$	292 kN
$F_{\text{s,Rd}} = n \cdot \mu \cdot F_{\text{p,C}} / \gamma_{\text{M3}} =$	159.3 kN
$F_{\text{s,Rd,tot}} = F_{\text{s,Rd}} \cdot n_{\text{b}} =$	478.0 kN
$N_{\text{Ed}} =$	114.4 kN < $F_{\text{s,Rd,tot}} = 478$ kN

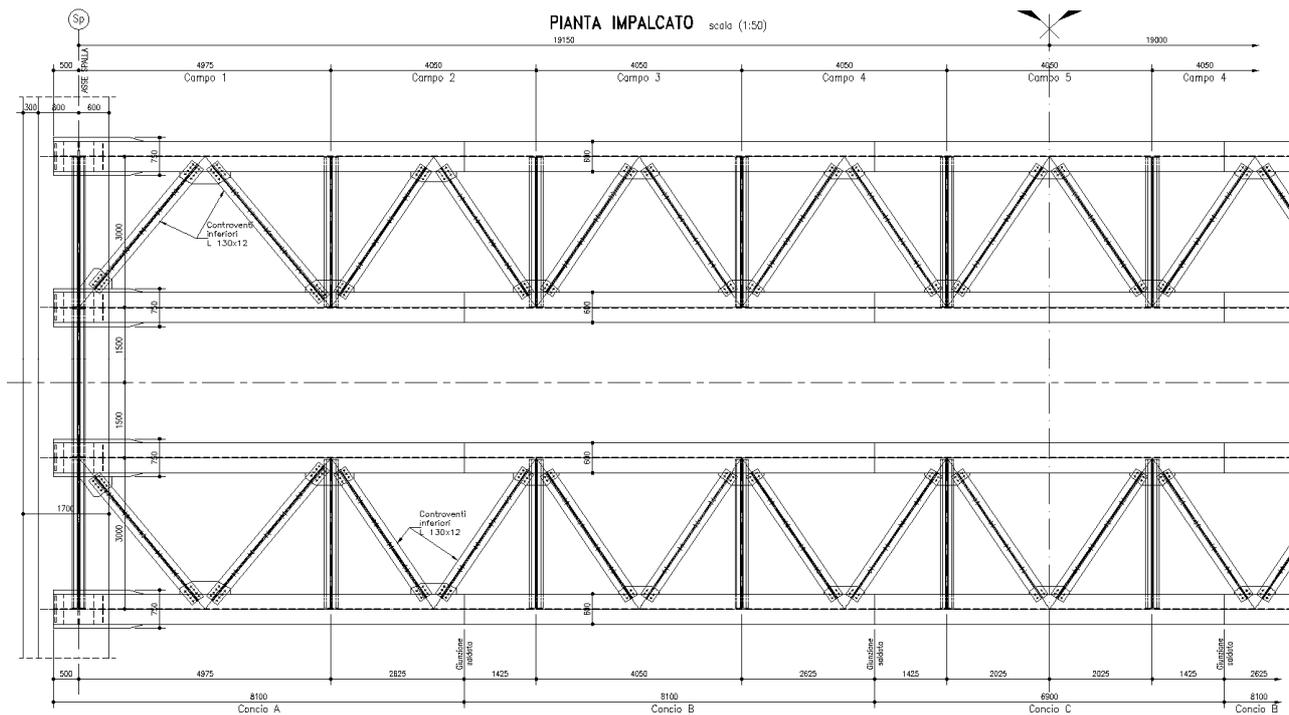
11. Verifica controventatura inferiore

Il controvento di torsione presenta una campitura tipica di 4.05m ed è della tipologia a diagonale singolo.

La struttura reticolare, di cui di seguito si riporta lo schema, prevede i seguenti elementi:

- n. 2 diagonali, realizzati con una coppia di profili ad L, tipo 130×12, accoppiati a distanza mutua pari a 20.0 mm;

I diagonali sono collegati ai correnti per mezzo di una piastra di nodo di spessore pari a 20.0 mm. Tutte le unioni sono realizzate ad attrito.



11.1.1 Calcolo sollecitazioni insistenti nei diagonali

Il calcolo viene effettuato mediante la formula:

$$N_{Ed} = q \cdot d = T_{Ed} / (2 \cdot A_0) \cdot d$$

con $q = T_{Ed} / (2 \cdot A_0) =$ flusso di taglio

$A_0 =$ area di Bredt

$d =$ lunghezza del diagonale

$T_{Ed} =$ azione torcente di progetto

Di seguito si riportano i flussi di progetto e le azioni assiali nei diagonali di riferimento per i campi controventati per i quali si prevede di utilizzare un diverso numero di bulloni per l'unione dei profili.

VERIFICA CONTROVENTI INFERIORI (campo 1)

$M_{t,transverso} =$	1339.7 kNm	Massimo momento torcente
$d_{contr} =$	4.975 m	Lunghezza campo controventato
$h_{tot} =$	1.6 m	Altezza impalcato
$d_{travi} =$	3 m	Distanza travi
$L_{diag} =$	3.9 m	Lunghezza diagonale
$q = 1339.73 \cdot 1000^2 / (2 \cdot 1600 \cdot 3000) =$	139.6 N/mm	Flusso torcente

DIAGONALI

$N =$	$\pm 139.6 \cdot 3900 =$	543.9 kN	Azione assiale sul diagonale
-------	--------------------------	----------	------------------------------

VERIFICA CONTROVENTI INFERIORI (Campo 2)

$M_{t,transverso} =$	1145.7 kNm	Massimo momento torcente
$d_{contr} =$	4.050 m	
$h_{tot} =$	1.6 m	Altezza impalcato
$d_{travi} =$	3 m	Distanza travi
$L_{diag} =$	3.6 m	Lunghezza diagonale
$q = 1145.68 \cdot 1000^2 / (2 \cdot 1600 \cdot 3000) =$	119.3 N/mm	Flusso torcente

DIAGONALI

$N =$	$\pm 119.3 \cdot 3600 =$	432.0 kN	Azione assiale sul diagonale
-------	--------------------------	----------	------------------------------

VERIFICA CONTROVENTI INFERIORI (Campo 3-4-5)

$M_{t,transverso} =$	855.2 kNm	Massimo momento torcente
$d_{contr} =$	4.050 m	
$h_{tot} =$	1.6 m	Altezza impalcato
$d_{travi} =$	3 m	Distanza travi
$L_{diag} =$	3.6 m	Lunghezza diagonale
$q = 855.23 \cdot 1000^2 / (2 \cdot 1600 \cdot 3000) =$	89.1 N/mm	Flusso torcente

DIAGONALI

$N =$	$\pm 89.1 \cdot 3600 =$	322.4 kN	Azione assiale sul diagonale
-------	-------------------------	----------	------------------------------

Di seguito si riportano i flussi di torsione q [N/mm] ricavati per la condizione di massimo e minimo momento torcente.

Combinazione SLU - Max T

Comb_SLU - STR_on_Mx(max)_Ei3_ng1

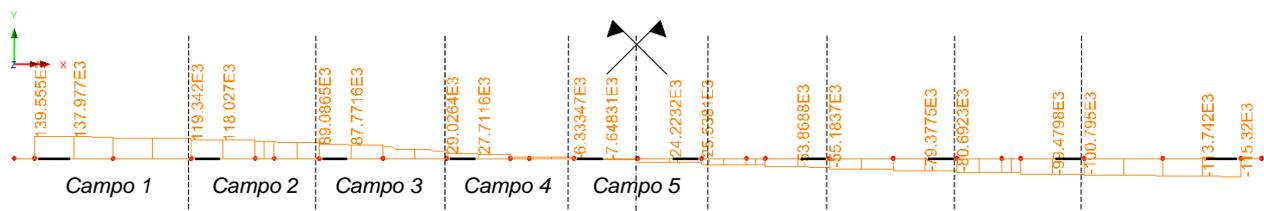
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: q

Diagram maximum 139.555E3 at Gauss point 1 of element 3

Diagram minimum -115.32E3 at Gauss point 11 of element 46

Diagram scale: 1: 42.9939E-6



Combinazione SLU - Min T

Comb_SLU - STR_on_Mx(min)_EI3_ng1

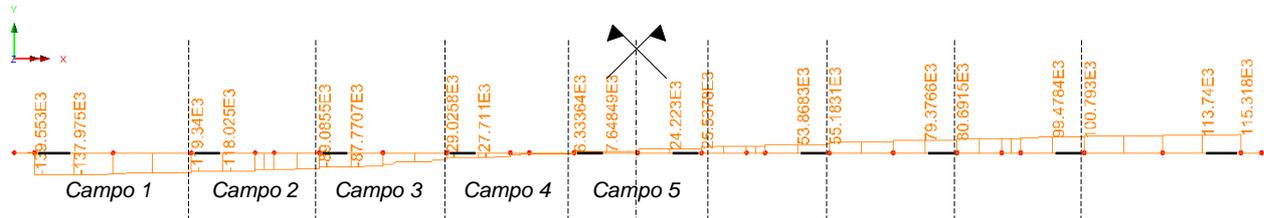
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam

Diagram component: q

Diagram maximum 115.318E3 at Gauss point 11 of element 46

Diagram minimum -139.553E3 at Gauss point 1 of element 3

Diagram scale: 1: 42.9944E-6



Si fa notare che, dato l'andamento del flusso torrente, si decide di progettare la bullonatura dei collegamenti di controvento differenziando i campi 1 dai campi 2 e 3,4,5.

11.1.2 Verifica diagonali

Per i diagonali, si utilizza un profilo composto da 2L 130×12, giuntato mediante bulloni M27; l'accoppiamento dei profili verrà eseguito mediante cinque imbottiture, in modo da suddividere l'elemento in sei campi di lunghezza uguale.

VERIFICA DIAGONALI (campo 1)			
Profili 2L 130x12			
n. profili		2	
L ₁		130 mm	
L ₂		130 mm	
t		12 mm	
Bulloni M27			
Ø _{oro}		27.5 mm	
Ø _{bullone}		27 mm	
d _{calc} =		3897 mm	Lunghezza totale diagonale (di calcolo)
A _l =		5994 mm ²	Area lorda profili
A _{res} =	5994 - 2 · (27.5 · 12) =	5334 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori ø27.5 per bullone ø27)
I _{min} =		9.44E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n		1	Numero campi
L _{cr} =	3897 / 1 =	3897 mm	Lunghezza di libera inflessione
i _{min} =		39.69 mm	
f _{yk}		355 Mpa	
A		5334 mm ²	Area
E		210000 MPa	Modulo elastico
α =		c	Curva di instabilità (a,b,c,d)
N _{cr} =	π ² EI / L _{cr} =	-1288796 N	Carico critico elastico
λ =	L _{cr} / i _{min} =	98	
λ ₁ =	π · (f _{yk} / E) ^{0.5} =	76	
λ =	λ / λ ₁ =	1.29	Snellezza adimensionale
φ =	0.5 · [1 + α · (λ - 0.2) + λ ²] =	1.59	
χ =	1 / [φ + (φ ² - λ ²) ^{0.5}] =	0.40	
γ _{M0}	=	1.05	
γ _{M1}	=	1.10	
γ _{M2}	=	1.25	
VERIFICA DIAGONALI (campo 1)			
N _{b,Rd} =	χ · A · f _{yk} / γ _{M1} =	-680 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd} =	A · f _{yk} / γ _{M0} =	1803 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed} =		544 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.302
N _{Ed} =		-544 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.799

VERIFICA DIAGONALI (Campo 2)

Profili		2L 130x12	
n. profili		2	
L ₁		130 mm	
L ₂		130 mm	
t		12 mm	
Bulloni		M27	
Ø _{oro}		27.5 mm	
Ø _{bullone}		27 mm	
d _{calc} =		3619 mm	Lunghezza totale diagonale (di calcolo)
A _l =		5994 mm ²	Area lorda profili
A _{res} =	$5994 - 2 \cdot (27.5 \cdot 12) =$	5334 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori Ø27.5 per bullone Ø27)
I _{min} =		9.44E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n		1	Numero campi
L _{cr} =	$3 \cdot 619 / 1 =$	3619 mm	Lunghezza di libera inflessione
i _{min} =		39.69 mm	
f _{yk}		355 Mpa	
A		5334 mm ²	Area
E		210000 MPa	Modulo elastico
α =		0.49	Curva di instabilità (a,b,c,d) fattore di imperfezione
N _{cr} =	$\pi^2 EI / L_{cr} =$	-1494111 N	Carico critico elastico
λ =	$L_{cr} / i_{min} =$	91	
λ ₁ =	$\pi \cdot (f_{yk} / E)^{0.5} =$	76	
λ =	$\lambda / \lambda_1 =$	1.19	Snellezza adimensionale
φ =	$0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] =$	1.46	
χ =	$1 / [\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{0.5}] =$	0.44	
γ _{M0}		= 1.05	
γ _{M1}		= 1.10	
γ _{M2}		= 1.25	

VERIFICA DIAGONALI (Campo 2)

N _{b,Rd} =	$\chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} =$	-752 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd} =	$A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1803 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed} =		432 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.240
N _{Ed} =		-432 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.574

VERIFICA DIAGONALI (Campo 3-4-5)

Profili		2L 130x12	
n. profili		2	
L ₁		130 mm	
L ₂		130 mm	
t		12 mm	
Bulloni		M27	
Ø _{oro}		27.5 mm	
Ø _{bullone}		27 mm	
d _{calc} =		3619 mm	Lunghezza totale diagonale (di calcolo)
A _l =		5994 mm ²	Area lorda profili
A _{res} =	$5994 - 2 \cdot (27.5 \cdot 12) =$	5334 mm ²	Area netta (detrazione di n. 2 fori Ø27.5 per bullone Ø27)
I _{min} =		9.44E+06 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
n		1	Numero campi
L _{cr} =	$3 \cdot 619 / 1 =$	3619 mm	Lunghezza di libera inflessione
i _{min} =		39.69 mm	
f _{yk}		355 Mpa	
A		5334 mm ²	Area
E		210000 MPa	Modulo elastico
α =		0.49	Curva di instabilità (a,b,c,d) fattore di imperfezione
N _{cr} =	$\pi^2 EI / L_{cr} =$	-1494111 N	Carico critico elastico
λ =	$L_{cr} / i_{min} =$	91	
λ ₁ =	$\pi \cdot (f_{yk} / E)^{0.5} =$	76	
λ =	$\lambda / \lambda_1 =$	1.19	Snellezza adimensionale
φ =	$0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] =$	1.46	
χ =	$1 / [\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{0.5}] =$	0.44	
γ _{M0}		= 1.05	
γ _{M1}		= 1.10	
γ _{M2}		= 1.25	

VERIFICA DIAGONALI (Campo 3-4-5)

N _{b,Rd} =	$\chi \cdot A \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} =$	-752 kN	Carico critico elastico
N _{t,Rd} =	$A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1803 kN	Resistenza plastica della sezione lorda (EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6))
N _{Ed} =		322 kN	Trazione - Verificato a trazione c.s.=0.179
N _{Ed} =		-322 kN	Compressione - Verificato a compressione c.s.=0.429

Pertanto le verifiche appaiono soddisfatte.

11.1.3 Verifica collegamenti

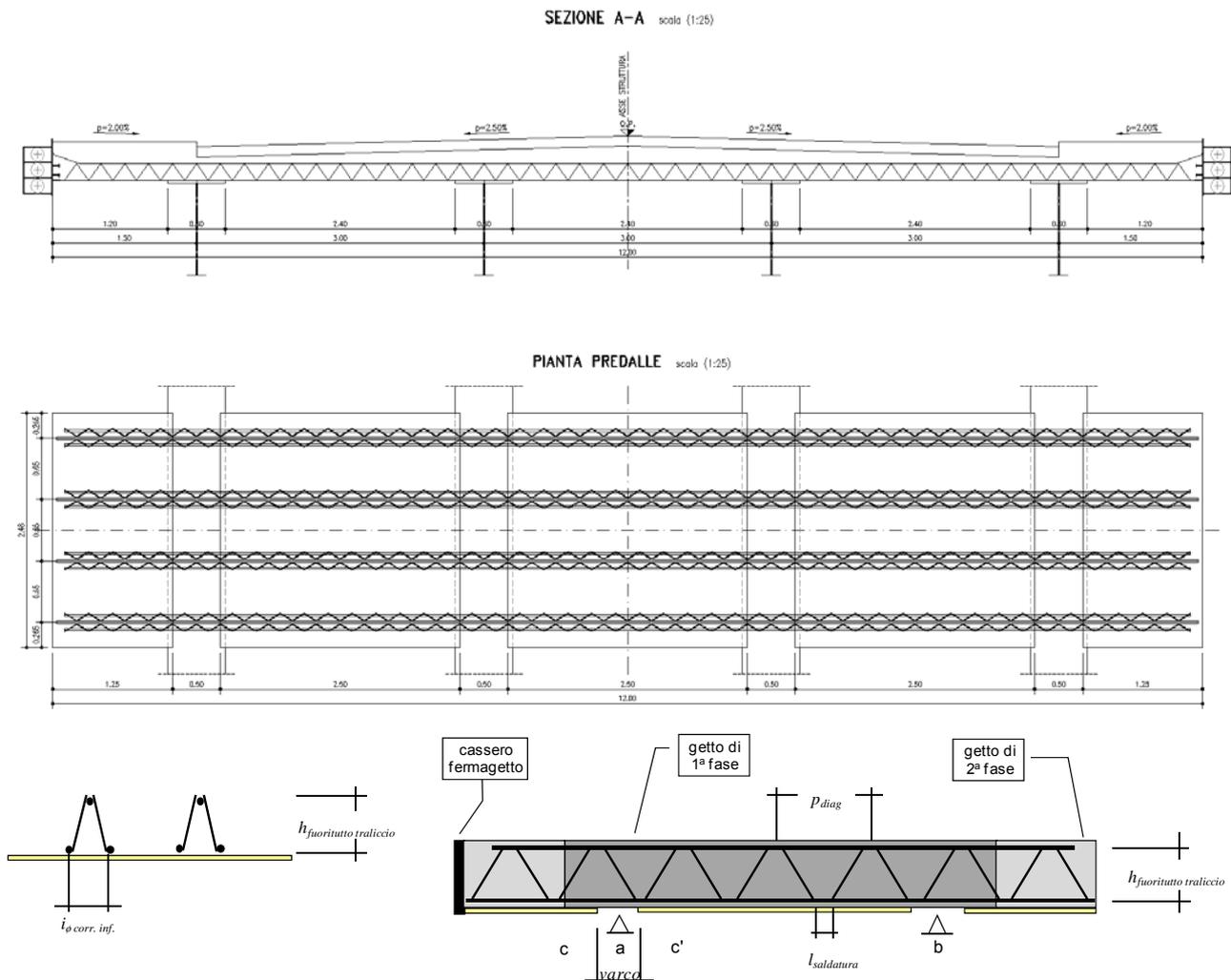
Tutte le bullonature vengono realizzate ad attrito. Con riferimento ai primi due campi di controventatura inferiore, la bullonatura di ciascun profilo è realizzata mediante bulloni M27, classe 10.9. Si ha quindi:

VERIFICA COLLEGAMENTI - DIAGONALI (campo 1)		VERIFICA COLLEGAMENTI - DIAGONALI (Campo 2)	
n. bulloni	8	n. bulloni	6
Classe	10.9	Classe	10.9
$\varnothing_{\text{bullone}}$	27	$\varnothing_{\text{bullone}}$	27
n. superfici attrito	1	n. superfici attrito	1
$\mu =$	0.3	$\mu =$	0.3
Bullonatura n. 8 bulloni M27 classe 10.9		Bullonatura n. 6 bulloni M27 classe 10.9	
$A_{\text{res}} =$	459 mm ²	$A_{\text{res}} =$	459 mm ²
$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa	$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa
$N_{\text{Ed,tot}} =$	543.9 kN	$N_{\text{Ed,tot}} =$	432.0 kN
$\gamma_{\text{M7}} =$	1.25	$\gamma_{\text{M7}} =$	1.25
$\gamma_{\text{M3}} =$	1.10	$\gamma_{\text{M3}} =$	1.10
$F_{\text{p,C}} =$	292 kN	$F_{\text{p,C}} =$	292 kN
$F_{\text{s,Rd}} = n \cdot \mu \cdot F_{\text{p,C}} / \gamma_{\text{M3}} =$	79.7 kN	$F_{\text{s,Rd}} = n \cdot \mu \cdot F_{\text{p,C}} / \gamma_{\text{M3}} =$	79.7 kN
$F_{\text{s,Rd,tot}} = F_{\text{s,Rd}} \cdot n_{\text{b}} =$	637.3 kN	$F_{\text{s,Rd,tot}} = F_{\text{s,Rd}} \cdot n_{\text{b}} =$	478.0 kN
$N_{\text{Ed}} =$	543.9 kN < $F_{\text{s,Rd,tot}} = 637$ kN	$N_{\text{Ed}} =$	432.0 kN < $F_{\text{s,Rd,tot}} = 478$ kN
VERIFICA COLLEGAMENTI - DIAGONALI (Campo 3-4-5)			
n. bulloni	4		
Classe	10.9		
$\varnothing_{\text{bullone}}$	27		
n. superfici attrito	1		
$\mu =$	0.3		
Bullonatura n. 4 bulloni M27 classe 10.9			
$A_{\text{res}} =$	459 mm ²		
$f_{\text{tb}} =$	1000 MPa		
$N_{\text{Ed,tot}} =$	322.4 kN		
$\gamma_{\text{M7}} =$	1.25		
$\gamma_{\text{M3}} =$	1.10		
$F_{\text{p,C}} =$	292 kN		
$F_{\text{s,Rd}} = n \cdot \mu \cdot F_{\text{p,C}} / \gamma_{\text{M3}} =$	79.7 kN		
$F_{\text{s,Rd,tot}} = F_{\text{s,Rd}} \cdot n_{\text{b}} =$	318.6 kN		
$N_{\text{Ed}} =$	322.4 kN > $f_{\text{s,Rd,tot}} = 319$ kN		

Pertanto la verifica appare soddisfatta.

12. Verifica coppella

Per la verifica della coppella si fa riferimento alle seguenti caratteristiche geometriche:



Di seguito si indicano le grandezze geometriche che caratterizzano la coppella metallica:

1.1. DATI D'INGRESSO.

Geometria :	luce tra gli appoggi "a" e "b":	=	3.00 m
	lunghezza dello sbalzo di sola coppella:	=	1.25 m
	numero degli sbalzi:	=	2
Coppella :	spessore equivalente della coppella metallica:	=	0.0126 m
	varco tra le coppelle (vedi figura):	=	0.500 m
	larghezza della coppella in campata:	=	2.480 m
	larghezza della coppella presso lo sbalzo:	=	2.480 m
Tralicci :	numero di tralicci per coppella:	=	4
	altezza fuoritutto del traliccio:	=	0.149 m
	diametro delle barre del corrente superiore:	$\varnothing_{cor.sup}$ =	16 mm
	diametro delle barre del corrente inferiore:	$\varnothing_{cor.inf}$ =	14 mm
	diametro delle barre diagonali:	\varnothing_{diag} =	10 mm
	passo degli elementi diagonali:	=	0.25 m
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente superiore:	=	0.03 m
	lunghezza del tratto di saldatura degli elementi diagonali al corrente inferiore:	=	0.03 m
interasse fra le barre del corrente inferiore (vedi schema nell' immagine):	=	0.150 m	
Carichi :	spessore del getto (compreso maggior spessore in fase esecutiva da livellare):	=	0.246 m
	lunghezza di getto in 1.a fase dello sbalzo da "a" a "c" ($L_{ac}=L_{ac}$):	=	1.25 m
	sovaccarico accidentale in corso di esecuzione:	=	0.75 kN/m ²
	cassero fermagetto:	=	0.16 kN/m

Al fine di ricavare le azioni sui singoli elementi resistenti (corrente inferiore, superiore e diagonale) si calcolano le seguenti caratteristiche geometriche del traliccio:

1.2. DATI CALCOLATI.

Interasse verticale fra correnti superiore e inferiore:	$i_c = 0.149 - (0.016 + 0.014) / 2$	=	0.134	m
Lunghezza della proiezione longitudinale sul piano della coppella del diagonale:	$a = (0.25 - 0.03 - 0.03) / 2$	=	0.095	m
Inclinazione del diagonale rispetto alla verticale sul piano longitudinale:	$\alpha = \arctg(a / i_c) = \arctg(0.095 / 0.134)$	=	35.33	°
Lunghezza della proiezione trasversale sul piano della coppella del diagonale:	$b = (0.15 + 0.014 - 0.016) / 2$	=	0.074	m
inclinazione del diagonale rispetto alla verticale sul piano trasversale:	$\beta = \arctg(b / i_c) = \arctg(0.074 / 0.134)$	=	28.91	°

In particolare si considerano le sezioni di incastro dello sbalzo e di mezzeria della campata centrale. Le sollecitazioni taglianti e flettenti in queste due sezioni sono ricavate, a favore di sicurezza, assumendo rispettivamente lo schema statico di trave incastrata e trave semplicemente appoggiata per la fase 1 di getto e trave doppiamente incastrata per la fase di completamento del getto.

Si precisa che per il calcolo si sono adottati i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

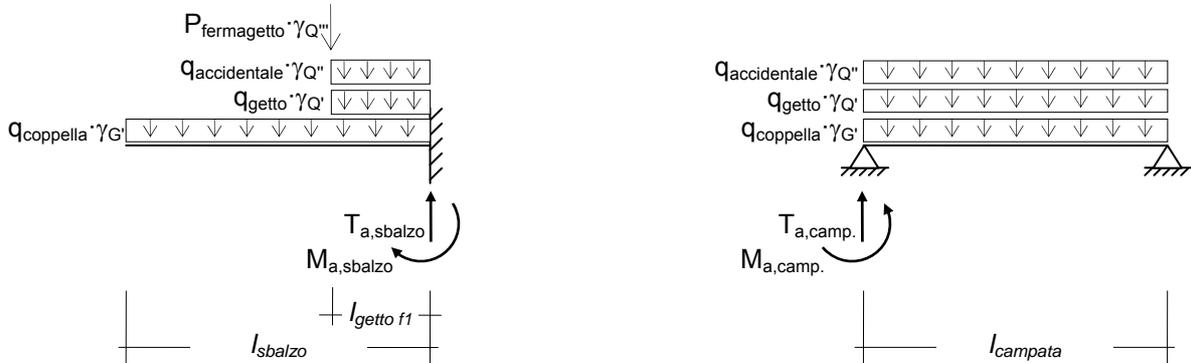
peso proprio coppella	$\gamma_G =$	1.0
getto cls*	$\gamma_Q =$	1.1
carico accidentale	$\gamma_Q =$	1.0
carico tavola fermagetto	$\gamma_Q =$	1.0
M e T ulteriori	$\gamma_Q =$	1.0

* comunque non meno di 0.75kN/m² e non più di 1.5kN/m²

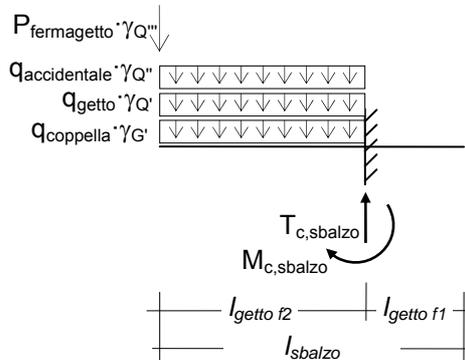
Pertanto i carichi utilizzati sono i seguenti:

$Q_{coppella} \cdot \gamma_G =$	$2.48m \cdot 0.013m \cdot 1 \cdot 25kN/m^3$	=	0.779	kN/m
$Q_{getto} \cdot \gamma_Q =$	$[(0.246m \cdot 25kN/m^3) + 0.75kN/m^2] \cdot 2.48m$	=	17.112	kN/m
$Q_{accidentale} \cdot \gamma_Q =$	$2.48m \cdot 1 \cdot 0.75kN/m^2$	=	1.860	kN/m
$P_{fermagetto} \cdot \gamma_Q =$	$2.48m \cdot 0.16kN/m \cdot 1$	=	0.397	kN

Gli schemi di calcolo assunti per le varie fasi sono riportati di seguito:



Fase 1° di getto della soletta.



Fase 2° di getto della soletta.

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni nelle sezioni di appoggio e mezzeria della campata per la fase 1 di getto:

FASE 1 del getto:				
Fase 1: Taglio presso l'appoggio				
dallo sbalzo : coppella :	$0.779\text{kN/m} \cdot 1.25\text{m}$	=		0.97 kN/coppella
carico accidentale :	$1.860\text{kN/m} \cdot 1.25\text{m}$	=		2.33 kN/coppella
fermagetto :	0.397kN	=		0.40 kN/coppella
getto :	$17.112\text{kN/m} \cdot 1.25\text{m}$	=		21.39 kN/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kN} \cdot 2.48\text{m}$	=		0.00 kN/coppella
		T_{a_sbal}	=	25.09 kN/coppella
dalla campata : coppella :	$0.779\text{kN/m} \cdot 3\text{m} / 2$	=		1.17 kN/coppella
getto :	$17.112\text{kN/m} \cdot 3\text{m} / 2$	=		51.34 kN/coppella
carico accidentale :	$1.860\text{kN/m} \cdot 3\text{m} / 2$	=		5.58 kN/coppella
		T_{a_camp}	=	58.08 kN/coppella
	T_a = max [T_{a_camp} ; T_{a_sbal}] =	max[25.085 ; 58.084]	=	58.08 kN/coppella
Fase 1: Momento presso l'appoggio				
coppella :	$0.973\text{kN} \cdot 1.25\text{m} / 2$	=		0.61 kNm/coppella
carico accidentale :	$2.325\text{kN} \cdot 1.25\text{m} / 2$	=		1.45 kNm/coppella
fermagetto :	$0.397\text{kN} \cdot 1.25\text{m}$	=		0.50 kNm/coppella
getto :	$21.390\text{kN} \cdot 1.25\text{m} / 2$	=		13.37 kNm/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kN} \cdot 2.48\text{m}$	=		0.00 kNm/coppella
		M_a	=	15.93 kNm/coppella
Fase 1: Momento in campata				
momento dallo/dagli sbalzo/i :	$0 \cdot 2 \cdot 15.926\text{kNm}$	=		0.00 kNm/coppella
coppella :	$0.779\text{kN/m} \cdot (3\text{m})^2 / 8$	=		0.88 kNm/coppella
getto :	$17.112\text{kN/m} \cdot (3\text{m})^2 / 8$	=		19.25 kNm/coppella
carico accidentale :	$1.860\text{kN/m} \cdot (3\text{m})^2 / 8$	=		2.09 kNm/coppella
		M_{ab}	=	22.22 kNm/coppella

Si riportano le massime sollecitazioni nelle sezioni di appoggio per la fase di completamento del getto:

FASE 2 del getto:				
Fase 2: Taglio presso l'appoggio lato sbalzo				
coppella :	$0.779\text{kN/m} \cdot (1.25\text{m} - 1.25\text{m})$	=		0.00 kN/coppella
carico accidentale :	$1.860\text{kN/m} \cdot (1.25\text{m} - 1.25\text{m})$	=		0.00 kN/coppella
fermagetto :	0kN	=		0.00 kN/coppella
getto :	$17.112\text{kN/m} \cdot (1.25\text{m} - 1.25\text{m})$	=		0.00 kN/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kN} \cdot 2.48\text{m}$	=		0.00 kN/coppella
		T_c	=	0.00 kN/coppella
Fase 2: Momento presso l'appoggio lato sbalzo				
coppella :	$0.000\text{kN} \cdot (1.25\text{m} - 1.25\text{m}) / 2$	=		0.00 kNm/coppella
carico accidentale :	$0.000\text{kN} \cdot (1.25\text{m} - 1.25\text{m}) / 2$	=		0.00 kNm/coppella
fermagetto :	$0.000\text{kN} \cdot (1.25\text{m} - 1.25\text{m})$	=		0.00 kNm/coppella
getto :	$0.000\text{kN} \cdot (1.25\text{m} - 1.25\text{m}) / 2$	=		0.00 kNm/coppella
ulteriore sollecitazione dallo sbalzo di 1.a fase	$0\text{kNm} \cdot 2.48\text{m}$	=		0.00 kNm/coppella
		M_c	=	0.00 kNm/coppella

Per la verifica delle coppelle si farà riferimento alle seguenti caratteristiche meccaniche, di instabilità e ai coefficienti di sicurezza indicati:

VERIFICA DELLE COPPELLE.

Convenzione : sforzi e tensioni > 0 se di **trazione**.

MATERIALI

f_{yk}	450 Mpa		
E	210000 MPa		
α	c	Curva di instabilità (a,b,c,d)	EN 1993-1-1 Table 6.2
γ_{M1}	0.49	fattore di imperfezione	EN 1993-1-1 Table 6.1
γ_{M0}	1.1		NTC-08 Tab. 4.2.V
γ_{M0}	1.05		NTC-08 Tab. 4.2.V

Per le verifiche si è fatto riferimento a quanto prescritto da EN1993-1-1 cap. 6.2 e 6.3. In particolare per un'azione di trazione si prevede il calcolo dell'azione plastica resistente (EN1993-1-1 6.2.3 (6.6)), quindi si verifica che il coefficiente di sfruttamento sia inferiore all'unità (EN1993-1-1 6.2.3 (6.5)):

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Nel caso di azione assiale di compressione si procede considerando anche i fenomeni di instabilità (EN1993-1-1 6.3.1.2). Pertanto la verifica prevede il calcolo delle seguenti quantità:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Nella fattispecie si sono ottenuti i seguenti coefficienti di sfruttamento per i singoli elementi che compongono un traliccio della coppella considerata:

VERIFICA CORRENTE SUPERIORE

M_{camp}	=	-22.22 kNm/coppella	Compressione
M_{app}	=	15.93 kNm/coppella	Trazione
$\varnothing_{corr sup}$	=	16 mm	
$A_{corr sup}$	= $16^2 \cdot 3.142 / 4$	= 201 mm ²	Area
I_{min}	= $3.142 \cdot 16^4 / 64$	= 3217 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo
l_0	= 250 - 30	= 220 mm	Lunghezza di libera inflessione
N_{cr}	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 3217 / 220^2$	= -137760 N	Carico critico elastico
λ	= $(201 \cdot 450 / 137760)^{0.5}$	= 0.81	Snellezza adimensionale
Φ	= $0.5 \cdot (1 + 0.49 \cdot (0.81 - 0.2) + 0.81^2)$	= 0.98	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= $1 / [0.98 + (0.98^2 - 0.81^2)^{0.5}]$	= 0.66	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.66 \cdot 201 \cdot 450 / 1.1$	= -53.93 kN	Carico critico elastico
$N_{t,Rd}$	= $201 \cdot 450 / 1.05$	= 86.17 kN	Resistenza plastica della sezione lorda
N_{Ed}	= $-22.22 \text{ kN} / (0.134 \text{ m} \cdot 4)$	= -41.45 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.769
N_{Ed}	= $15.93 \text{ kN} / (0.134 \text{ m} \cdot 4)$	= 29.71 kN/barra	Verificato a trazione c.s.=0.345

VERIFICA CORRENTE INFERIORE

M_{app}	=	-15.93 kNm/coppella	Compressione	
M_{camp}	=	22.22 kNm/coppella	Trazione	
$\varnothing_{corr\ inf}$		14 mm		
$A_{corr\ inf}$	= $14^2 \cdot 3.142 / 4$	154 mm ²	Area	
I_{min}	= $3.142 \cdot 14^4 / 64$	1886 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0	= $(500 + 2 \cdot 30) / 2$	280 mm	Lunghezza di libera inflessione	
N_{cr}	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 1886 / 280^2$	-49852 N	Carico critico elastico	
λ	= $(154 \cdot 450 / 49852)^{0.5}$	1.18	Snellezza adimensionale	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
Φ	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (1.179 - 0.2) + 1.18^2)$	1.43		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= $1 / [1.43 + (1.43^2 - 1.18^2)^{0.5}]$	0.44		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.44 \cdot 154 \cdot 450 / 1.1$	-27.96 kN	Carico critico elastico	EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$	= $154 \cdot 450 / 1.05$	65.97 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed}	= $-15.93\text{kN} / (0.134\text{m} \cdot 2 \cdot 4)$	-14.86 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.531	
N_{Ed}	= $22.22\text{kN} / (0.134\text{m} \cdot 2 \cdot 4)$	20.73 kN/barra	Verificato a trazione c.s.=0.314	

VERIFICA DIAGONALI

T_{max}	=	-58.08 kN/coppella	Compressione	
\varnothing_{diag}		10 mm		
A_{diag}	= $10^2 \cdot 3.142 / 4$	79 mm ²	Area	
I_{min}	= $3.142 \cdot 10^4 / 64$	491 mm ⁴	Momento d'inerzia minimo	
l_0	= $0.134 \cdot 1000 / (\cos 35.33 \cdot \cos 28.91)$	188 mm	Lunghezza di libera inflessione	
N_{cr}	= $-210000 \cdot 3.142^2 \cdot 491 / 188^2$	-28896 N	Carico critico elastico	
λ	= $(79 \cdot 450 / 28896)^{0.5}$	1.11	Snellezza adimensionale	EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
Φ	= $\frac{1}{2} \cdot (1 + 0.49 \cdot (1.106 - 0.2) + 1.11^2)$	1.33		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
χ	= $1 / [1.33 + (1.33^2 - 1.11^2)^{0.5}]$	0.48		EN 1993-1-1 6.3.1.2 (6.49)
$N_{b,Rd}$	= $-0.48 \cdot 79 \cdot 450 / 1.1$	-15.46 kN	Carico critico elastico	EN 1993-1-1 6.3.1.1 (6.47)
$N_{t,Rd}$	= $79 \cdot 450 / 1.05$	33.66 kN	Resistenza plastica della sezione lorda	EN 1993-1-1 6.2.3 (6.6)
N_{Ed}	= $-58.08 / (\cos 35.33 \cdot \cos 28.91 \cdot 2 \cdot 4)$	-10.17 kN/barra	Verificato a compressione c.s.=0.658	

Di seguito si riportano le frecce calcolate considerando un carico uniformemente distribuito gravante su di una trave semplicemente appoggiata per la sezione di campata e di una mensola incastrata per la sezione più esterna di sbalzo. Tali schematizzazioni, non tenendo conto dei contributi dovuti alle campate lareali, conducono ad una stima della deformazione a favore di sicurezza.

Calcolo freccia massima

$A_{cor_sup_tot}$	804.2 mm ²	
$A_{cor_inf_tot}$	1231.5 mm ²	
$A_{coppella}$	9920.0 mm ²	
y_{Gcor_sup}	145 mm	
y_{Gcor_inf}	11 mm	
$y_{Gcor_coppella}$	2 mm	
A_{tot}	11956 mm ²	
S_x	150002 mm ³	
y_{G_tot}	12.55 mm	
J_{tot}	15215999.09 mm ⁴	
E	210000 Mpa	
q	19.751 N/mm	
$L_{campata}$	3000 mm	
L_{sbalzo}	1250.00 mm	
$f_{campata} =$	$5/384 \cdot qL^4/EJ =$	6.5 mm
$f_{sbalzo} =$	$qL^4/8EJ =$	1.9 mm

13. Verifica soletta

13.1 Verifica in fase di esercizio

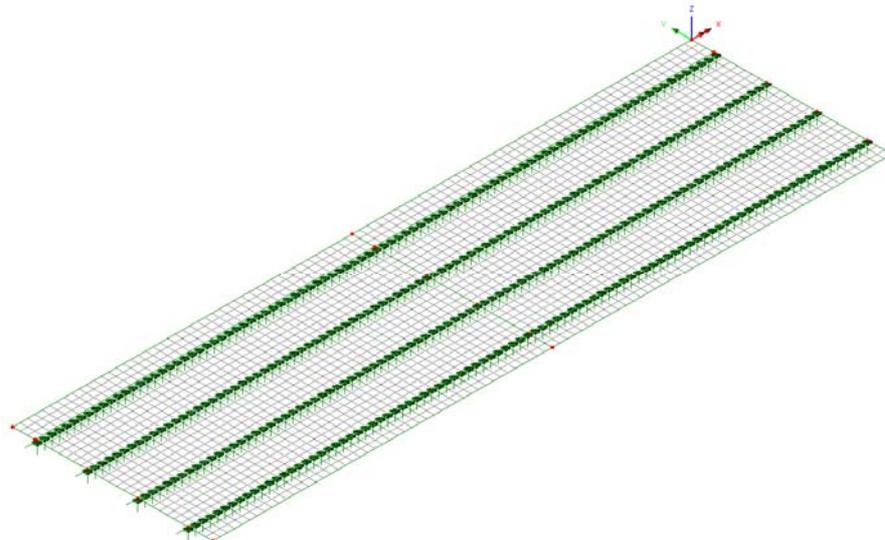
13.1.1 Generalità

Si analizza il comportamento della soletta, con riferimento alla sezione corrente. A tal fine si studia la zona di mezzeria di una piastra di lunghezza complessiva pari a circa 38.3 m, vincolata rigidamente lungo i fili delle travi principali. Nell'ipotesi di "piastra indefinita", i vincoli di estremità sono liberi.

Per semplicità, l'analisi in fase di esercizio viene effettuata prescindendo dalle reali modalità realizzative (getto su coppella), ipotizzando pertanto che la soletta "nasca" direttamente con spessore pari a quello complessivo di progetto, e che il peso proprio del getto vada pertanto a gravare sul complesso delle armature predisposte lungo l'intero spessore.

Per la modellazione, effettuata mediante il programma Lusas 14.5, si adottano elementi "shell" lineari a quattro nodi, aventi dimensione caratteristica pari a 0.5 m.

La figura seguente riporta la configurazione del modello ad elementi finiti.



13.1.2 Carichi e combinazioni di carico

Si considerano i seguenti contributi di carico:

Peso proprio:

$g_1 = 25.0 \times 0.316 = 7.9 \text{ kN/m}^2$ uniformemente distribuito sulla sezione corrente

Sovraccarichi permanenti (cfr. analisi globale)

a)	Manto asfaltatura	g_{k2}^I	3.00	kN/m^2
b)	Marciaiedi	g_{k2}^{II}	3.75	kN/m^2
c)	Coppella laterale finitura	g_{k2}^{III}	1.56	kN/m
d)	Guardavia	g_{k2}^{IV}	1.5	kN/m

e) Reti di protezione g_{k2}^V 0.5 kN/m

Carichi mobili

La posizione dei carichi mobili viene definita con l'obiettivo principale di massimizzare/minimizzare il comportamento flettente trasversale e longitudinale lungo la sezione trasversale tracciata in mezzzeria della piastra.

Vengono presi in esame i modelli di carico LM1 (solo TS) ed LM2.

Per il modello LM1, i carichi TS si considerano le seguenti disposizioni trasversali:

- pos.1: corsia 1, composta da veicolo TS da 600 kN e UDL, disposti in asse corsia con la massima eccentricità positiva (3.0 m) + veicolo TS da 400 kN e UDL disposto in asse corsia con la minima eccentricità negativa (-3.0 m)
- pos.2: coppia di veicoli TS e UDL di corsia 1 e 2, disposti in asse al campo centrale soletta, affiancati alla minima distanza possibile.
- pos.3: veicoli TS e stesa UDL disposti in asse corsia con la massima eccentricità positiva (3.0 m) + veicolo T e stesa UDL disposti in asse campo centrale soletta.

Per il modello LM2 considerano le seguenti disposizioni trasversali:

- pos.1: veicolo LM2 disposto affiancato al marciapiede (e = 3.95 m)
- pos.2: veicolo LM2 disposto in asse campo centrale
- pos.3: singola ruota di LM2 disposto affiancato al marciapiede
- pos.4: singola ruota di LM2 disposto sul campo centrale

Unitamente ai precedenti, si considera il sovraccarico $q_{f,k}$ sui marciapiedi, con intensità massima pari a 2.5 kN/m^2 , distribuito su di una ampiezza pari a 1 m. Il carico verrà disposto su uno od ambedue i marciapiedi, al fine di massimizzare/minimizzare le sollecitazioni di interesse.

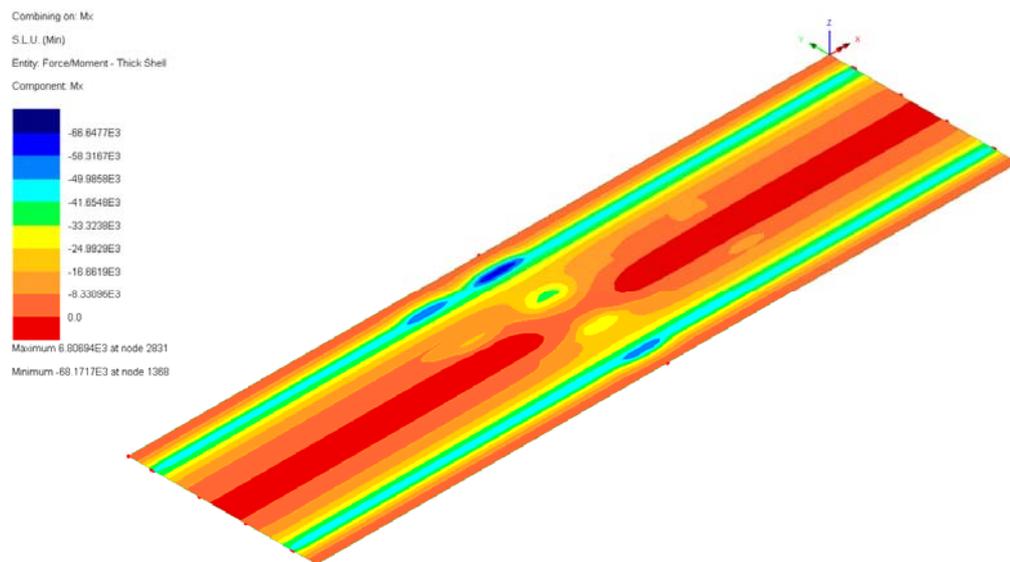
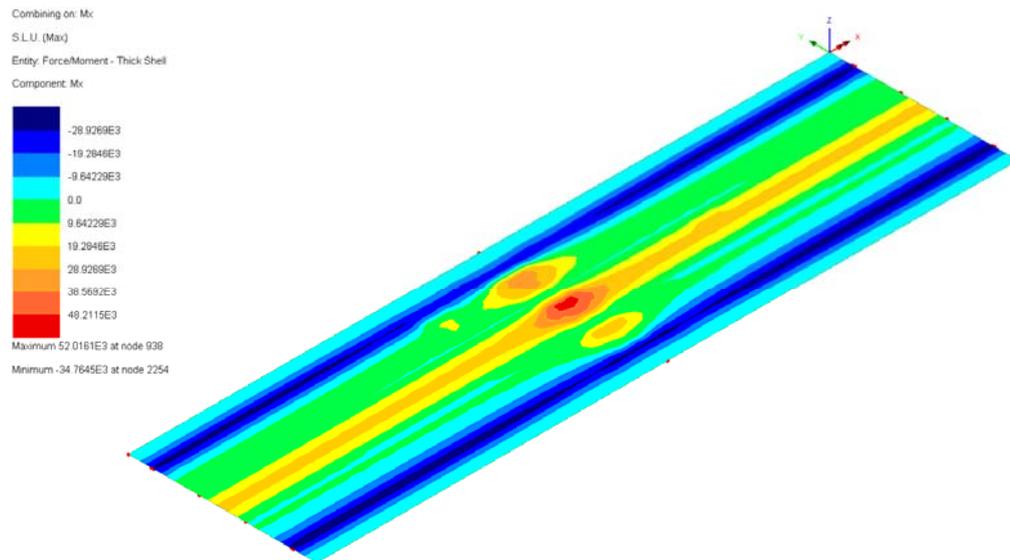
Ai fini delle verifiche locali della soletta vengono prese in esame le seguenti combinazioni di carico:

- S.L.U. fondamentale ai fini delle verifiche a collasso
- S.L.E. caratteristica ai fini delle verifiche per lo S.L. di limitazione delle tensioni
- S.L.E. frequente ai fini delle verifiche allo S.L. di fessurazione

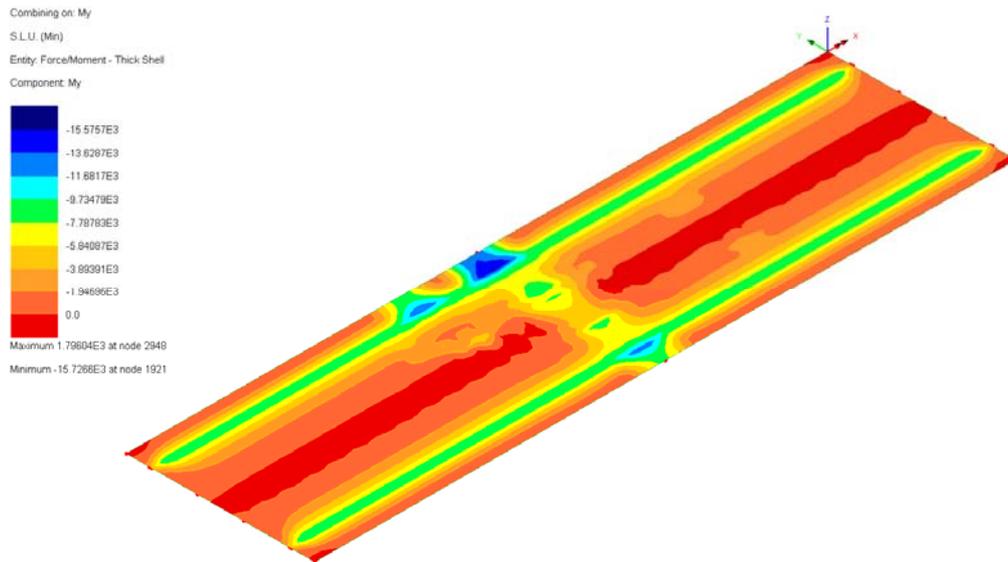
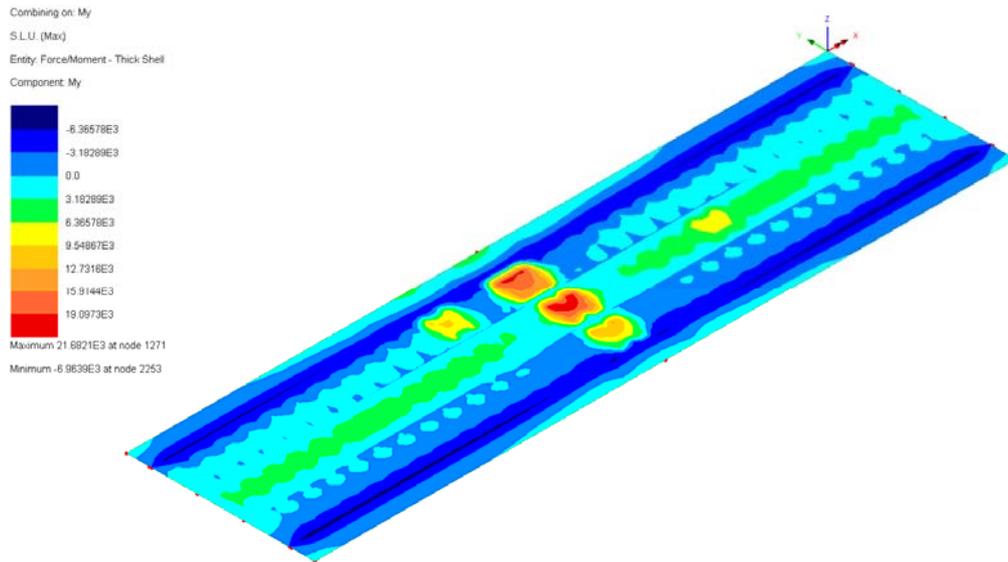
13.2 Sollecitazioni

Di seguito si riportano gli involuipi per max/min My (trasversale), max/min Mx (longitudinale) per i tre S.L. considerati. I valori indicati sono espressi in Nm/m

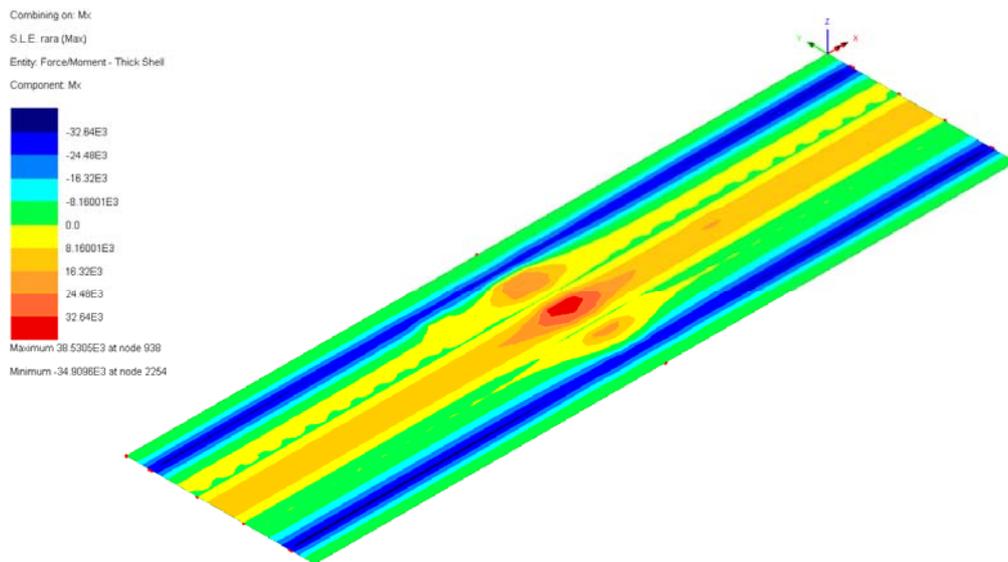
S.L.U. caratteristica – momenti trasversali

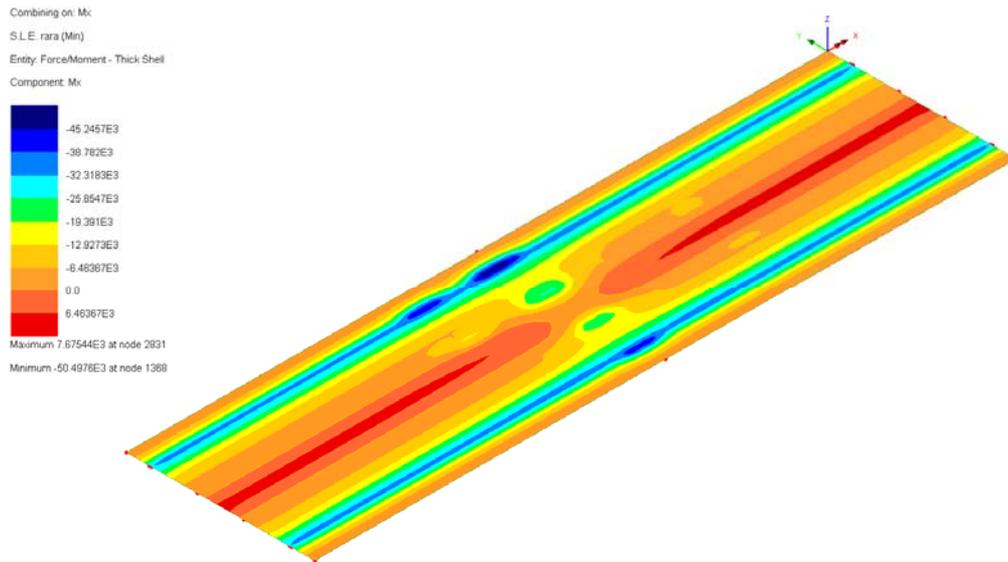


S.L.U. caratteristica – momenti longitudinali

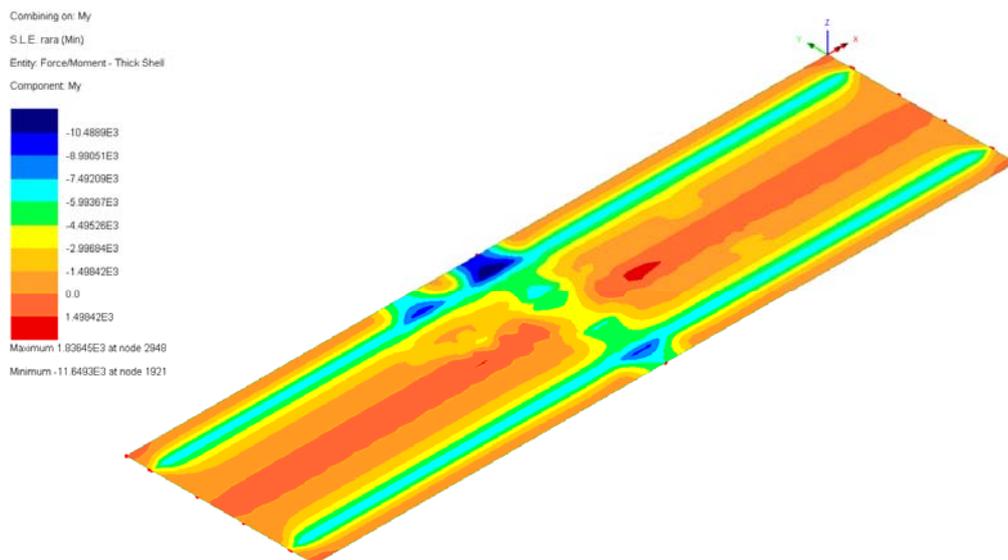
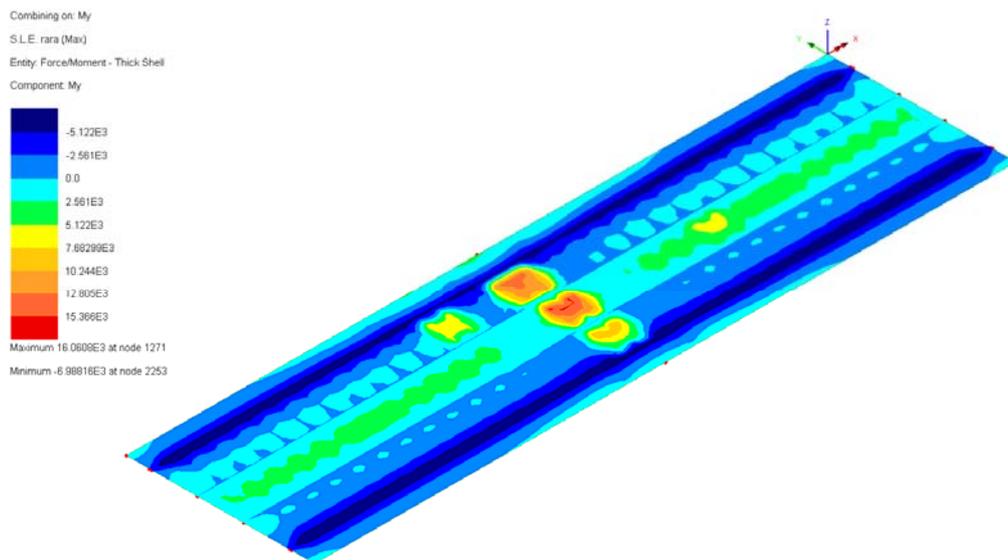


S.L.E. caratteristica – momenti trasversali

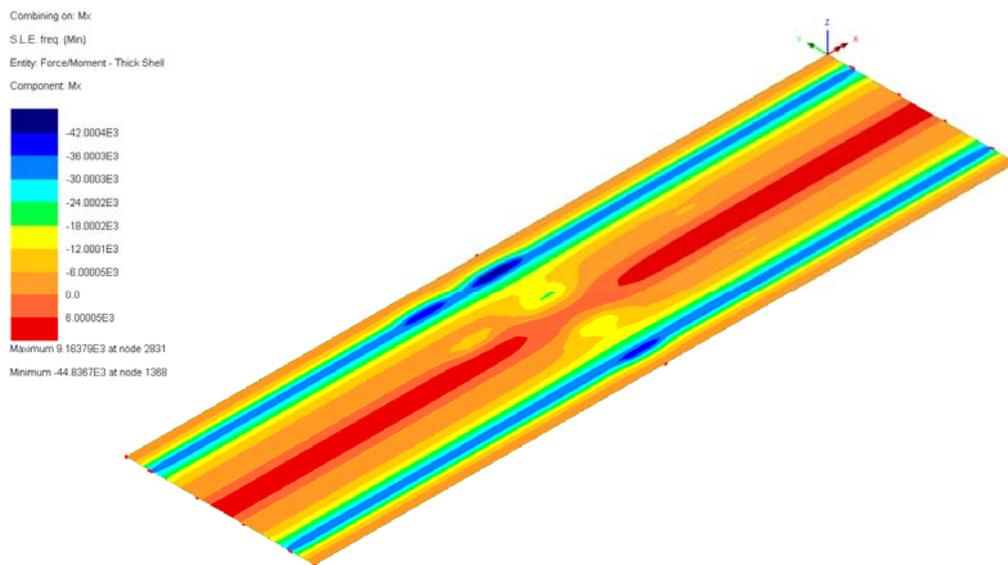
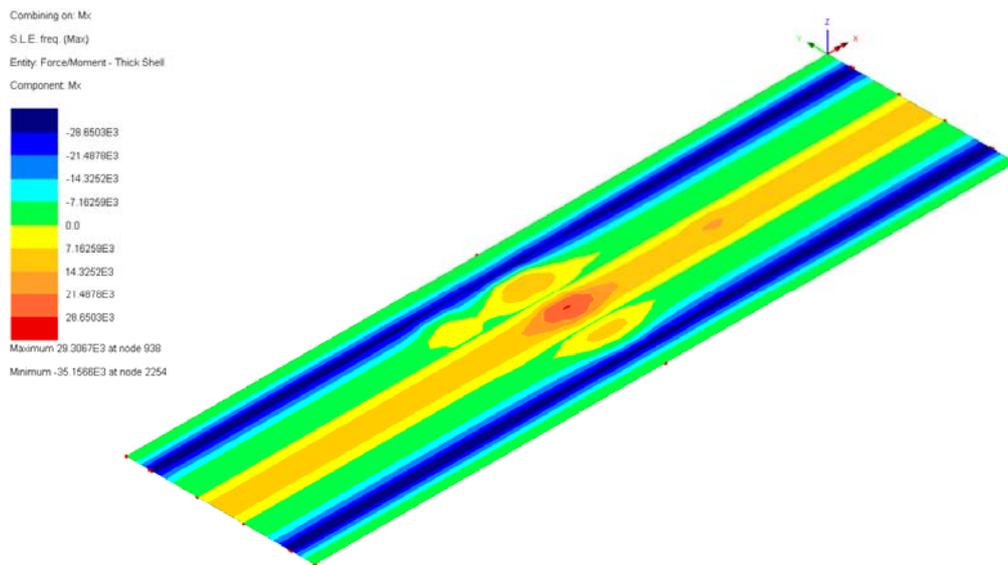




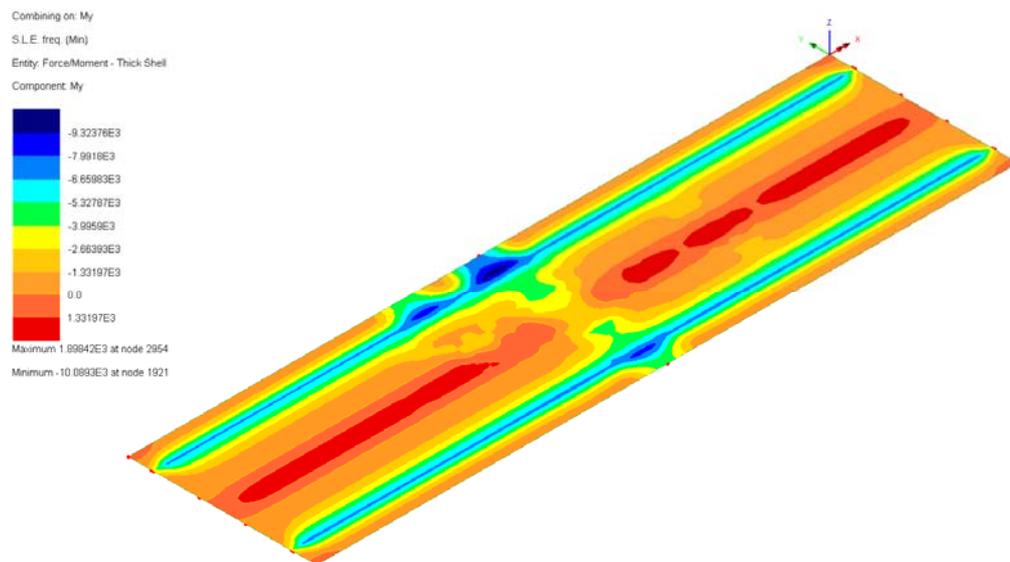
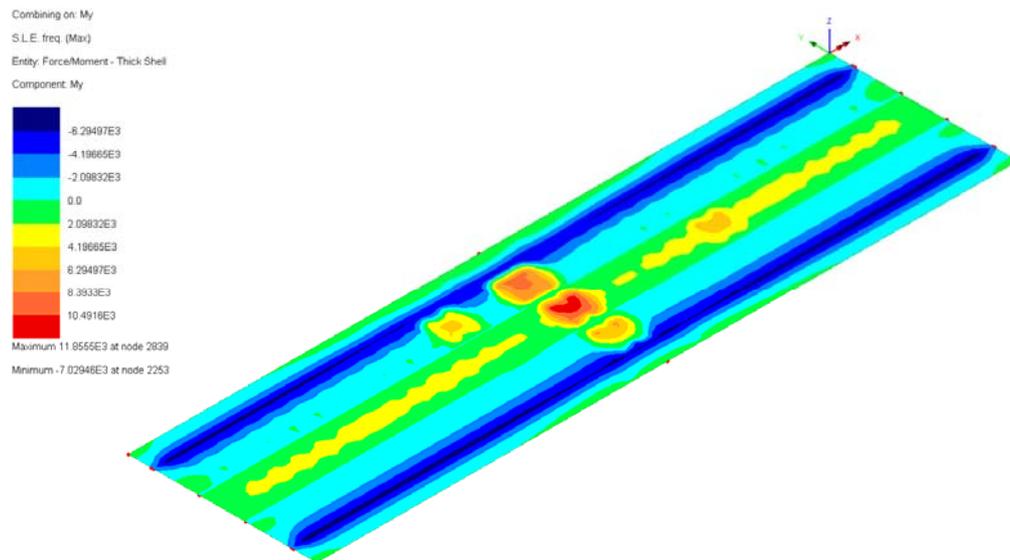
S.L.E. caratteristica – momenti longitudinali



S.L.E. frequente – momenti trasversali

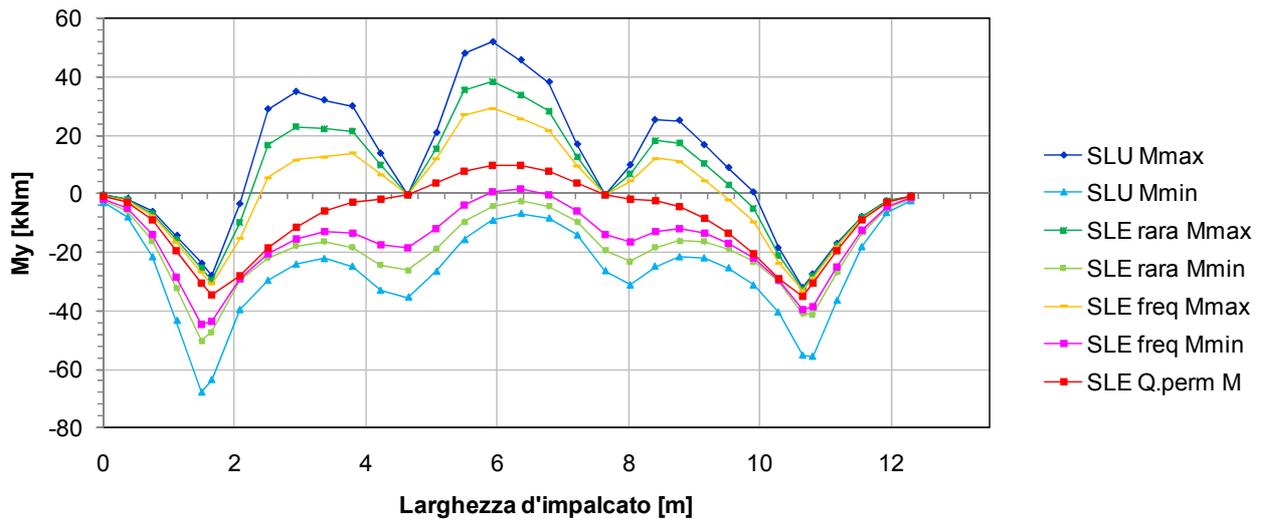


S.L.E. frequente – momenti longitudinali

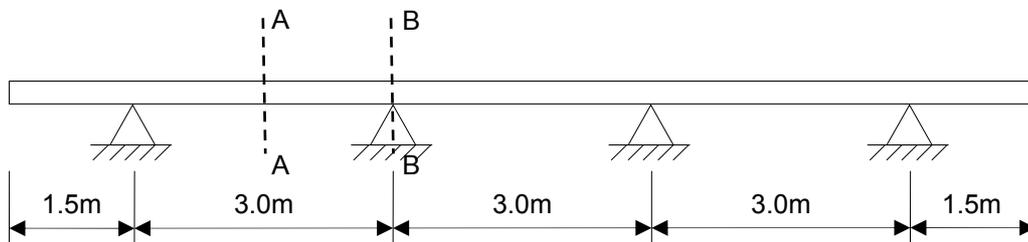


13.3 Verifiche in direzione trasversale

Il grafico seguente restituisce l'involuppo dei momenti trasversali massimi e minimi rilevati per linee di influenza disposte sulle sezioni di verifica: A e B.



In fase di verifica si considerano le sezioni indicate in figura.



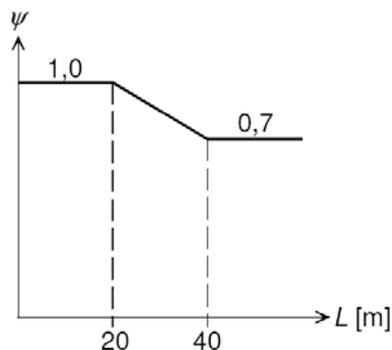
L'armatura trasversale corrente viene realizzata mediante barre correnti $\phi 16/20$ inferiori/superiori per le sezioni di mezzeria e per le zone di appoggio trave. Ai fini delle verifiche si considera uno spessore convenzionale resistente pari a 300.0 mm.

Le sollecitazioni considerate derivano dalla combinazione di quelle dedotte mediante lo studio della statica locale e globale (EN 1993-2 Annex E). L'eurocodice 3 prevede il calcolo di un coefficiente di combinazione ψ funzione della luce del ponte da applicare alle sollecitazioni locali o globali che andranno così a sommarsi alle restanti.

$$\sigma_{Ed} = \sigma_{loc,d} + \psi \sigma_{glob,d}$$

$$\sigma_{Ed} = \psi \sigma_{loc,d} + \sigma_{glob,d}$$

La relazione che definisce il coefficiente ψ in funzione della luce della campata è riassunta nella figura seguente.



In accordo a quanto previsto nell'appendice E dell'eurocodice 3 si sono dedotte le seguenti sollecitazioni flettenti massime per le sezioni di verifica della soletta.

Larg = 2.025 m
L = 45.8 m
 $\psi = 0.7$

Sollecitazioni globali SLU - STR			Sollecitazioni globali SLE RARA			Sollecitazioni globali SLE FREQUENTE		
Sez A-A	M_{max}	15 kNm/m	Sez A-A	M_{max}	10 kNm/m	Sez B-B	M_{max}	2 kNm/m
	M_{min}	-4 kNm/m		M_{min}	-3 kNm/m		M_{min}	-2 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	36 kNm/m	Sez B-B	M_{max}	26 kNm/m	Sez C-C	M_{max}	14 kNm/m
	M_{min}	-36 kNm/m		M_{min}	-26 kNm/m		M_{min}	-14 kNm/m
Sollecitazioni locali SLU - STR			Sollecitazioni locali SLE RARA			Sollecitazioni locali SLE FREQUENTE		
Sez A-A	M_{max}	25 kNm/m	Sez A-A	M_{max}	17 kNm/m	Sez B-B	M_{max}	11 kNm/m
	M_{min}	-22 kNm/m		M_{min}	-16 kNm/m		M_{min}	-12 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	21 kNm/m	Sez B-B	M_{max}	15 kNm/m	Sez C-C	M_{max}	12 kNm/m
	M_{min}	-27 kNm/m		M_{min}	-19 kNm/m		M_{min}	-12 kNm/m
Sollecitazioni totali SLU - STR			Sollecitazioni totali SLE RARA			Sollecitazioni totali SLE FREQUENTE		
Sez A-A	M_{max}	36 kNm/m	Sez A-A	M_{max}	24 kNm/m	Sez B-B	M_{max}	12 kNm/m
	M_{min}	-25 kNm/m		M_{min}	-18 kNm/m		M_{min}	-13 kNm/m
Sez B-B	M_{max}	50 kNm/m	Sez B-B	M_{max}	37 kNm/m	Sez C-C	M_{max}	23 kNm/m
	M_{min}	-54 kNm/m		M_{min}	-40 kNm/m		M_{min}	-23 kNm/m

Verifica della sezione A-A

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)								
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)								
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000								
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.								
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)								
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue								
	Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 12.1 cm ²								
	Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12.1 cm ²								

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	3558	26	12455	3.501	27.7	0.12	0.70
2	S	0	-2473	26	-12455	5.036	3.3	0.12	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata								
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)								
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe								
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato								
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe								
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro								
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato								
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione								
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]								

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	10	14361	84620	50709	100.0	21.80	1.000	0.0
2	S	10	14361	84620	50709	100.0	21.80	1.000	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata											
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²]											
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)											
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²]											
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)											
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]											
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)											
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre											
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)											
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)											
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)											

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	12.5	31.0	-12.5	31.0	-145	27.5	0.0	0	0.0	0.0
2	S	9.4	0.0	-9.4	0.0	-110	3.5	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
Ep1	Massima deformazione di traz. unitaria nel calcestr. in sez. fessurata									
Ep2	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata									
Ep3	Deformazione unitaria al limite dell'area efficace di calcestruzzo									
K2	= (Ep1 + Ep3)/(2 Ep3) secondo la (7.13) dell'EC2									
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2									
Eps	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls.									
Srm	Distanza massima in mm tra le fessure									
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = Eps*Srm (7.8) EC2									

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000
2	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	6.3	31.0	-6.3	31.0	-73	27.5	0.0	0	0.0	0.0
2	S	7.0	0.0	-7.0	0.0	-81	3.5	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000
2	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

Verifica della sezione B-B**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 12.1 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12.1 cm ²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	5038	26	12455	2.472	27.7	0.12	0.70
2	S	0	-5441	26	-12455	2.289	3.3	0.12	0.70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	10	14361	84620	76063	100.0	21.80	1.000	0.0
2	S	10	14361	84620	76063	100.0	21.80	1.000	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	19.2	31.0	-19.2	31.0	-223	27.5	0.0	0	0.0	0.0
2	S	20.4	0.0	-20.4	0.0	-237	3.5	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Ep1	Massima deformazione di traz. unitaria nel calcestr. in sez. fessurata
Ep2	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata
Ep3	Deformazione unitaria al limite dell'area efficace di calcestruzzo
K2	= (Ep1 + Ep3)/(2 Ep3) secondo la (7.13) dell'EC2
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
Eps	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls.
Srm	Distanza massima in mm tra le fessure
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = Eps*Srm (7.8) EC2

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000
2	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

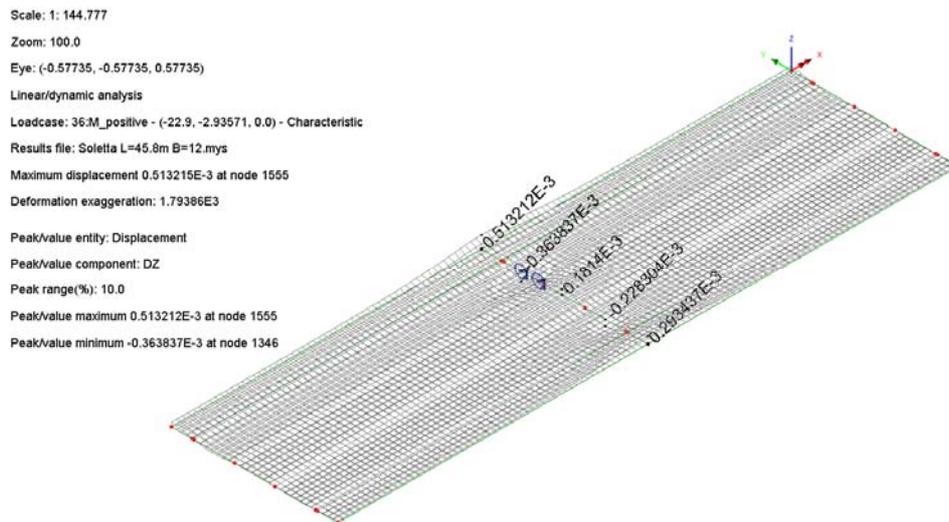
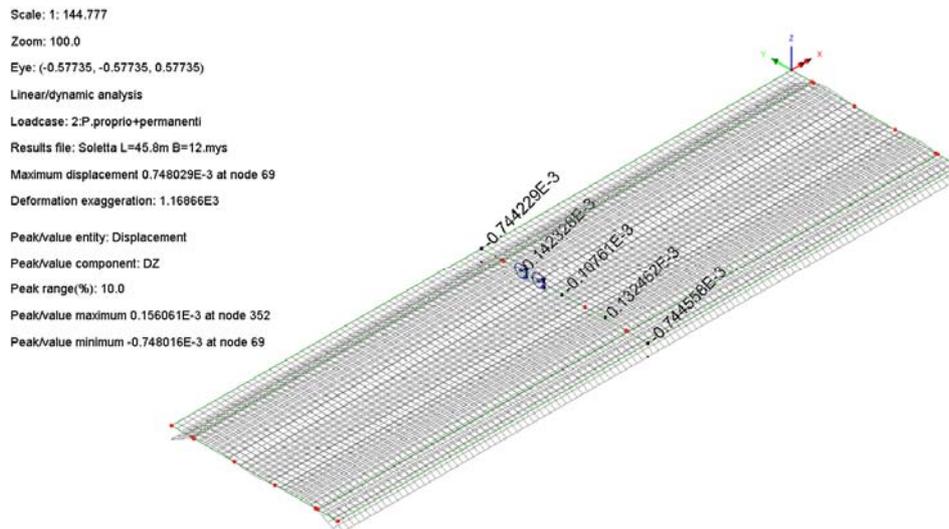
N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	11.7	31.0	-11.7	31.0	-136	27.5	0.0	0	0.0	0.0
2	S	11.6	0.0	-11.6	0.0	-135	3.5	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000
2	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

13.4 Quadro deformativo locale

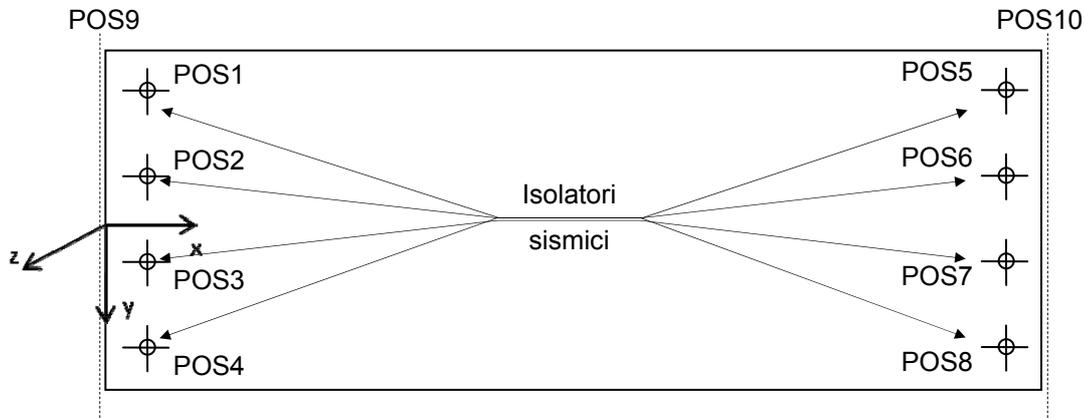
Si riporta la deformata qualitativa della soletta sotto l'azione, rispettivamente, dei carichi di schema 1 e schema 2.



Come si evince dai risultati (valori espressi in m), le frecce massime appaiono soddisfacentemente limitate.

14. Isolatori sismici e escursione giunti

Di seguito si riportano le massime portate e rotazioni consentite che caratterizzano gli appoggi agli S.L. aventi una rigidezza traslazionale $k=4.5\text{kN/mm}$ e una $\xi=10\%$:



Di seguito si riportano le tabelle riassuntive in cui vengono indicati le portate, gli spostamenti e le rotazioni massime calcolati, nonché le massime escursioni previste per i giunti.

SOLLECITAZIONI AGLI APPOGGI

		S.L.E.			S.L.U.			SISMICA - S.L.C.		
		Max F_x (kN)	Max F_y (kN)	Max F_z (kN)	Max F_x (kN)	Max F_y (kN)	Max F_z (kN)	Max F_x (kN)	Max F_y (kN)	Max F_z (kN)
SPA-B	POS. 1-5	170	60	1720	220	90	2330	320	240	1060
	POS. 2-6	170	60	1510	220	90	2050	320	240	1050
	POS. 3-7	170	60	1510	220	90	2050	320	240	1050
	POS. 4-8	170	60	1720	220	90	2330	320	240	1060

DEFORMAZIONI AGLI APPOGGI

		S.L.E.		S.L.U.		SISMICA - S.L.C.	
		$ \delta_{\max} $ [mm]	$ \theta_{\max} $ [rad]	$ \delta_{\max} $ [mm]	$ \theta_{\max} $ [rad]	$ \delta_{\max} $ [mm]	$ \theta_{\max} $ [rad]
SPA-B	POS. 1-5	38	0.0096	50	0.0168	72	0.0057
	POS. 2-6	38	0.0096	50	0.0168	72	0.0057
	POS. 3-7	38	0.0096	50	0.0168	72	0.0057
	POS. 4-8	38	0.0096	50	0.0168	72	0.0057

Valori al netto della rotazione dovuta a peso proprio acciaio e getto soletta, da compensare sui cunei metallici

Tutte le apparecchiature devono essere dotate di cunei metallici di compensazione delle pendenze e delle rotazioni per effetto dei carichi di 1° fase

ESCURSIONI COMPLESSIVE GIUNTI (mm)

		S.L.E. (APERTURA + CHIUSURA)				SISMICA - S.L.D. (APERTURA + CHIUSURA) *				SISMICA - SLV (apertura + chiusura)			
		max $\delta_{x\text{ tot}}$	$\delta_{y\text{ conc}}$	$\delta_{x\text{ conc}}$	max $\delta_{y\text{ tot}}$	max $\delta_{x\text{ tot}}$	$\delta_{y\text{ conc}}$	$\delta_{x\text{ conc}}$	max $\delta_{y\text{ tot}}$	max $\delta_{x\text{ tot}}$	$\delta_{y\text{ conc}}$	$\delta_{x\text{ conc}}$	max $\delta_{y\text{ tot}}$
SPA	POS. 9	73	15	29	25	69	11	25	36	118	25	2	85
SPB	POS. 10	73	15	29	25	69	11	25	36	118	25	2	85

* In fase sismica il giunto dovrà garantire le seguenti prestazioni:

- Sisma S.L.D.: nessun danneggiamento
- Sisma S.L.V.: danneggiamento localizzato

VARCO SOLETTA-PARAGHIAIA

min 100 mm

L'apertura del varco è dimensionata sulla base delle sollecitazioni sismiche S.L.V.

15. Verifica spalla

Il calcolo del quadro tensionale insistente lungo la spalla viene effettuato mediante un foglio di calcolo che considera l'effettiva geometria della struttura, il sovraccarico a tergo spalla e le spinte del terreno agenti lungo la spalla, nonché le inerzie derivanti in condizioni sismiche. Le sollecitazioni derivanti dall'impalcato con l'effettiva eccentricità degli appoggi sono quelle indicate di seguito:

Azioni trasmesse da impalcato				Azioni trasmesse da impalcato			
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)		Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. Str	134	-2758	0.00	S.L.U. Str	357	-8730	0.00
S.L.U. Geo	293	-2689	0.00	S.L.U. Geo	275	-7125	0.00
S.L.U. Sisma	-8	-2558	0.00	S.L.U. Sisma	457	-4018	0.00
S.L.E. Fond.	155	-2915	0.00	S.L.E. Fond.	268	-6451	0.00
S.L.E. Freq.	26	-3173	0.00	S.L.E. Freq.	0	-5057	0.00
S.L.E. Q. Per.	224	-3288	0.00	S.L.E. Q. Per.	224	-3288	0.00

Azioni trasmesse da impalcato				Azioni trasmesse da impalcato			
	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)		Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. Str	-228	-4802	0.00	S.L.U. Str	859	-5676	0.00
S.L.U. Geo	-116	-4572	0.00	S.L.U. Geo	641	-4348	0.00
S.L.U. Sisma	-603	-3018	0.00	S.L.U. Sisma	1059	-3558	0.00
S.L.E. Fond.	-124	-4410	0.00	S.L.E. Fond.	654	-4204	0.00
S.L.E. Freq.	0	-4414	0.00	S.L.E. Freq.	0	-4200	0.00
S.L.E. Q. Per.	165	-3288	0.00	S.L.E. Q. Per.	291	-3288	0.00

Di seguito si riportano i dati di input utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni utili alla verifica delle sezioni principali della spalla: sezione di spiccato del paraghiaia, del setto di elevazione e del cordolo di fondazione.

Definizione carpenterie				Carichi a tergo spalla		Caratteristiche terreno		
Largh. spalla (b_1)	13.84			Gk	3.00			
	t_i/b_i	h_i	h_i	Qk	20.00			
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.30	2.30						
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2'')	0.00	0.00	0.00					
Paramento (t_3, h_3)	1.20	5.80						
Fondazione (b_4, h_4)	1.60	1.00		ϕ rilevato ($^\circ$ /rad) (M1)	35.00	0.6109		
Suola esterna (b_5)	0.20			Attrito terra muro- δ ($^\circ$ /rad) (M1)	17.50	0.3054		
Suola interna (b_6)	0.20			ϕ rilevato ($^\circ$ /rad) (M2)	29.26	0.5106		
Piano app. impalcato (b_7)		0.90		Attrito terra muro- δ ($^\circ$ /rad) (M2)	14.63	0.2553		
h media baggioli (h_8)		0.30		Incl. paramento - ψ ($^\circ$ / rad)	90.00	1.5708		
				Incl scarpata - β ($^\circ$ / rad)	0.00	0.0000		
				γ_t rilevato (kN/m ³)	20.00			

Coefficienti di spinta		Caratterizzazione sismica	
k_0 statico (M1)	0.4264	a_{max} (g)	0.08
k_a statico (M1)	0.2461	β_m	0.24
k_a din.1 (M1)	0.2567	k_h	0.0192
k_a din.2 (M1)	0.2565	k_v	0.0096
k_0 statico (M2)	0.511	θ_A	0.0194
k_a statico (M2)	0.3105	θ_B	0.0190
k_a din.1 (M2)	0.3225		
k_a din.2 (M2)	0.3222		

15.1 Sollecitazioni massime e minime per i singoli elementi strutturali

Si riportano pertanto le sollecitazioni dedotte:

- SEZIONE 1 (SPICCATO PARTE SUPERIORE PARAGHIAIA)

Azione Nmax

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
da spalla	Pesi propri cls spalla	0.00	-17.25	0.00
	Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	0.00
	Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	17.29
	Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	2.94	0.00	3.38
	Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	19.62	0.00	22.56
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	0.49
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	1.77	0.00	2.04
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	0.78
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	1.77	0.00	2.04
	Eff. inerziale elem. cls	1.38	0.00	1.59
da impalcato	S.L.U. STR min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.U. Sisma min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. fond. min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. freq. min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. q.p. min N	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
totale (/m)	S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
	S.L.U. Sisma min N (θ_1)	29.08	-17.25	24.79
	S.L.U. Sisma min N (θ_2)	29.33	-17.25	25.08
	S.L.E. fond. min N	45.12	-23.25	43.24
	S.L.E. freq. min N	33.35	-19.65	29.70
	S.L.E. q.p. min N	25.50	-17.25	20.68

Azione Nmin

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
da spalla	Pesi propri cls spalla	0.00	-17.25	0.00
	Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	0.00
	Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	17.29
	Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	2.94	0.00	3.38
	Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	19.62	0.00	22.56
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	0.49
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	1.77	0.00	2.04
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	0.78
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	1.77	0.00	2.04
	Eff. inerziale elem. cls	1.38	0.00	1.59
da impalcato	S.L.U. STR min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.U. Sisma min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. fond. min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. freq. min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. q.p. min N	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
totale (/m)	S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
	S.L.U. Sisma min N (θ_1)	29.08	-17.25	24.79
	S.L.U. Sisma min N (θ_2)	29.33	-17.25	25.08
	S.L.E. fond. min N	45.12	-23.25	43.24
	S.L.E. freq. min N	33.35	-19.65	29.70
	S.L.E. q.p. min N	25.50	-17.25	20.68

Azione Vmax

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
da spalla	Pesi propri cls spalla	0.00	-17.25	0.00
	Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	0.00
	Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	17.29
	Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	2.94	0.00	3.38
	Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	19.62	0.00	22.56
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	0.49
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	1.77	0.00	2.04
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	0.78
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	1.77	0.00	2.04
	Eff. inerziale elem. cls	1.38	0.00	1.59
da impalcato	S.L.U. STR min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.U. Sisma min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. fond. min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. freq. min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. q.p. min N	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
totale (/m)	S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
	S.L.U. Sisma min N (θ_1)	29.08	-17.25	24.79
	S.L.U. Sisma min N (θ_2)	29.33	-17.25	25.08
	S.L.E. fond. min N	45.12	-23.25	43.24
	S.L.E. freq. min N	33.35	-19.65	29.70
	S.L.E. q.p. min N	25.50	-17.25	20.68

Azione Vmin

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
da spalla	Pesi propri cls spalla	0.00	-17.25	0.00
	Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	0.00
	Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	17.29
	Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	2.94	0.00	3.38
	Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	19.62	0.00	22.56
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	0.49
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	1.77	0.00	2.04
	Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	0.78
	Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	1.77	0.00	2.04
	Eff. inerziale elem. cls	1.38	0.00	1.59
da impalcato	S.L.U. STR min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.U. Sisma min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. fond. min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. freq. min N	0.00	0.00	0.00
	S.L.E. q.p. min N	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)	
totale (/m)	S.L.U. STR min N	60.91	-31.39	58.37
	S.L.U. Sisma min N (θ_1)	29.08	-17.25	24.79
	S.L.U. Sisma min N (θ_2)	29.33	-17.25	25.08
	S.L.E. fond. min N	45.12	-23.25	43.24
	S.L.E. freq. min N	33.35	-19.65	29.70
	S.L.E. q.p. min N	25.50	-17.25	20.68

- SEZIONE 2 (SPICCATO PARAMENTO)

Azione Nmax**Sezione 2 (spiccato paramento)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-191.25	-7.76
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	60.91
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	10.36	0.00	41.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	69.08	0.00	279.78
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
da impalcato			
S.L.U. STR min N	9.68	-199.19	29.16
S.L.U. Sisma min N	21.18	-194.27	100.04
S.L.U. GEO min N	-0.61	-184.80	-31.43
S.L.E. fond. min N	11.21	-210.58	36.79
S.L.E. freq. min N	1.85	-229.21	-23.11
S.L.E. q.p. min N	16.20	-237.50	63.20

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	147.38	-465.48	531.62
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	76.06	-385.52	272.10
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	76.31	-385.52	273.10
S.L.E. fond. min N	113.21	-407.83	408.98
S.L.E. freq. min N	62.40	-422.86	182.84
S.L.E. q.p. min N	49.12	-428.75	158.31
totale (/m)			

Azione Vmax**Sezione 2 (spiccato paramento)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-191.25	-7.76
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	60.91
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	10.36	0.00	41.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	69.08	0.00	279.78
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
da impalcato			
S.L.U. STR min N	-16.48	-346.87	-152.55
S.L.U. Sisma min N	-8.38	-330.27	-100.64
S.L.U. GEO min N	-43.58	-218.00	-298.52
S.L.E. fond. min N	-8.97	-318.55	-102.50
S.L.E. freq. min N	0.00	-318.86	-47.83
S.L.E. q.p. min N	11.90	-237.51	36.96

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	121.22	-613.16	349.90
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	46.51	-521.52	71.43
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	46.75	-521.52	72.42
S.L.E. fond. min N	93.03	-515.80	269.68
S.L.E. freq. min N	60.55	-512.51	158.11
S.L.E. q.p. min N	44.82	-428.76	132.07
totale (/m)			

Azione Nmin**Sezione 2 (spiccato paramento)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-191.25	-7.76
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	60.91
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	10.36	0.00	41.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	69.08	0.00	279.78
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
da impalcato			
S.L.U. STR min N	25.79	-630.59	62.72
S.L.U. Sisma min N	19.87	-514.67	43.99
S.L.U. GEO min N	33.01	-290.21	157.83
S.L.E. fond. min N	19.36	-466.00	48.18
S.L.E. freq. min N	0.00	-365.29	-54.79
S.L.E. q.p. min N	16.20	-237.51	63.20

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	163.49	-896.88	565.17
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	74.75	-705.92	216.05
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	75.00	-705.92	217.05
S.L.E. fond. min N	121.36	-663.25	420.36
S.L.E. freq. min N	60.55	-558.94	151.15
S.L.E. q.p. min N	49.12	-428.76	158.31
totale (/m)			

Azione Vmin**Sezione 2 (spiccato paramento)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-191.25	-7.76
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	60.91
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	10.36	0.00	41.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	69.08	0.00	279.78
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	1.74
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	6.24	0.00	25.26
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	2.75
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	6.23	0.00	25.24
Eff. inerziale elem. cls	15.30	0.00	49.96
da impalcato			
S.L.U. STR min N	62.08	-410.03	317.20
S.L.U. Sisma min N	46.31	-314.06	235.37
S.L.U. GEO min N	76.49	-257.01	428.06
S.L.E. fond. min N	47.22	-303.69	242.48
S.L.E. freq. min N	0.00	-303.39	-45.51
S.L.E. q.p. min N	21.02	-237.51	92.57

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	199.78	-676.32	819.65
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	101.19	-505.31	407.44
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	101.44	-505.31	408.43
S.L.E. fond. min N	149.22	-500.94	614.66
S.L.E. freq. min N	60.55	-497.04	160.43
S.L.E. q.p. min N	53.94	-428.76	187.68
totale (/m)			

- SEZIONE 3 (SPICCATO FONDAZIONE)

Azione Nmax**Sezione 3 (spiccato fondazione)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-231.25	-18.00
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	68.43
Spinta orizz. terreno (M2)	27.05	0.00	82.04
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11.64	0.00	52.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	77.61	0.00	353.12
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13.96	0.00	63.51
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	93.05	0.00	423.40
da spalla			
Peso terreno tergo spalla	0.00	-9.20	-6.44
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	1.95
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	7.01	0.00	31.88
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	3.09
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	7.00	0.00	31.86
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M2)	0.47	0.00	2.14
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M2)	8.80	0.00	40.06
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M2)	0.46	0.00	2.08
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M2)	8.80	0.00	40.03
Eff. inerziale elem. cls	18.50	0.00	66.86
Eff. inerziale terreno tergo spalla	0.74	0.00	5.85
da impalcato			
S.L.U. STR min N	9.68	-199.19	38.84
S.L.U. Sisma min N	21.18	-194.27	121.21
S.L.U. GEO min N	-0.61	-184.80	-32.04
S.L.E. fond. min N	11.21	-210.58	48.00
S.L.E. freq. min N	1.85	-229.21	-21.26
S.L.E. q.p. min N	16.20	-237.50	79.40

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	160.62	-531.90	642.80
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	82.05	-434.72	324.71
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	82.29	-434.72	325.82
S.L.U. GEO min N	147.41	-432.15	572.87
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	72.19	-434.72	290.37
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	90.67	-434.72	357.14
S.L.E. fond. min N	123.02	-457.03	495.38
S.L.E. freq. min N	67.09	-472.06	215.87
S.L.E. q.p. min N	50.40	-477.95	176.35
totale (/m)			

Azione Nmin**Sezione 3 (spiccato fondazione)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-231.25	-18.00
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	68.43
Spinta orizz. terreno (M2)	27.05	0.00	82.04
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11.64	0.00	52.97
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	77.61	0.00	353.12
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13.96	0.00	63.51
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	93.05	0.00	423.40
da spalla			
Peso terreno tergo spalla	0.00	-32.40	-22.68
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	0.43	0.00	1.95
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	7.01	0.00	31.88
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	0.68	0.00	3.09
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	7.00	0.00	31.86
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M2)	0.47	0.00	2.14
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M2)	8.80	0.00	40.06
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M2)	0.46	0.00	2.08
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M2)	8.80	0.00	40.03
Eff. inerziale elem. cls	18.50	0.00	66.86
Eff. inerziale terreno tergo spalla	2.59	0.00	13.09
da impalcato			
S.L.U. STR min N	25.79	-630.59	88.51
S.L.U. Sisma min N	19.87	-514.67	63.86
S.L.U. GEO min N	33.01	-290.21	190.84
S.L.E. fond. min N	19.36	-466.00	67.53
S.L.E. freq. min N	0.00	-365.29	-54.79
S.L.E. q.p. min N	16.20	-237.51	79.40

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	176.73	-994.62	670.54
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	82.59	-778.32	258.35
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	82.84	-778.32	259.46
S.L.U. GEO min N	181.03	-560.76	779.52
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_1)	72.74	-778.32	224.01
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ_2)	91.22	-778.32	290.78
S.L.E. fond. min N	131.16	-735.65	498.67
S.L.E. freq. min N	65.24	-631.34	166.09
S.L.E. q.p. min N	50.40	-501.16	160.11
totale (/m)			

Azione Vmax				Azione Vmin					
Sezione 3 (spiccato fondazione)				Sezione 3 (spiccato fondazione)					
Sollecitazioni per le singole condizioni elementari				Sollecitazioni per le singole condizioni elementari					
	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)		Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)		
	Pesi propri cls spalla	0.00	-231.25	-18.00		Pesi propri cls spalla	0.00	-231.25	-18.00
	Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70		Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.00	-6.00	-2.70
	Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	68.43		Spinta orizz. terreno (M1)	22.56	0.00	68.43
	Spinta orizz. terreno (M2)	27.05	0.00	82.04		Spinta orizz. terreno (M2)	27.05	0.00	82.04
	Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11.64	0.00	52.97		Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11.64	0.00	52.97
	Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	77.61	0.00	353.12		Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	77.61	0.00	353.12
	Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13.96	0.00	63.51		Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13.96	0.00	63.51
	Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	93.05	0.00	423.40		Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	93.05	0.00	423.40
da spalla	Peso terreno tergo spalla	0.00	-32.40	-22.68	da spalla	Peso terreno tergo spalla	0.00	-32.40	-22.68
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	0.43	0.00	1.95		Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	0.43	0.00	1.95
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	7.01	0.00	31.88		Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	7.01	0.00	31.88
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	0.68	0.00	3.09		Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	0.68	0.00	3.09
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	7.00	0.00	31.86		Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	7.00	0.00	31.86
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	0.47	0.00	2.14		Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	0.47	0.00	2.14
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	8.80	0.00	40.06		Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	8.80	0.00	40.06
	Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	0.46	0.00	2.08		Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	0.46	0.00	2.08
	Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	8.80	0.00	40.03		Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	8.80	0.00	40.03
	Eff. inerziale elem. cls	18.50	0.00	66.86		Eff. inerziale elem. cls	18.50	0.00	66.86
	Eff. inerziale terreno tergo spalla	2.59	0.00	13.09		Eff. inerziale terreno tergo spalla	2.59	0.00	13.09
da impalcato	S.L.U. STR min N	-16.48	-346.87	-169.03	da impalcato	S.L.U. STR min N	62.08	-410.03	379.28
	S.L.U. Sisma min N	-8.38	-330.27	-109.01		S.L.U. Sisma min N	46.31	-314.06	281.68
	S.L.U. GEO min N	-43.58	-218.00	-342.10		S.L.U. GEO min N	76.49	-257.01	504.55
	S.L.E. fond. min N	-8.97	-318.55	-111.47		S.L.E. fond. min N	47.22	-303.69	289.69
	S.L.E. freq. min N	0.00	-318.86	-47.83		S.L.E. freq. min N	0.00	-303.39	-45.51
	S.L.E. q.p. min N	11.90	-237.51	48.86		S.L.E. q.p. min N	21.02	-237.51	113.59
Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)				Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)					
	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)		Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)		
	S.L.U. STR min N	134.46	-710.90	413.00		S.L.U. STR min N	213.02	-774.06	961.31
	S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	54.35	-593.92	85.48		S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	109.04	-577.71	476.18
	S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	54.60	-593.92	86.60		S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	109.28	-577.71	477.29
totale (m)	S.L.U. GEO min N	104.44	-488.55	246.57	totale (m)	S.L.U. GEO min N	224.51	-527.56	1093.23
	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	44.49	-593.92	51.14		S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	99.18	-577.71	441.83
	S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	62.98	-593.92	117.92		S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	117.66	-577.71	508.61
	S.L.E. fond. min N	102.84	-588.20	319.66		S.L.E. fond. min N	159.03	-573.34	720.83
	S.L.E. freq. min N	65.24	-584.91	173.05		S.L.E. freq. min N	65.24	-569.44	175.37
	S.L.E. q.p. min N	46.10	-501.16	129.58		S.L.E. q.p. min N	55.22	-501.16	194.30

15.2 Verifica elementi strutturali

15.2.1 Verifica paraghiaia

Il paraghiaia viene armato con barre Ø16/20 verticali correnti lato scavo e lato terreno.

Per la verifica a pressoflessione e a taglio per lo S.L.U. e di limitazione delle tensioni e fessurazione per lo S.L.E. si considera la sezione di spiccato (z = -2.30 m).

N.B.: L'armatura a taglio indicata, ove necessaria, indica il quantitativo minimo da adottare per soddisfare le verifiche.

Sezione allo spiccato

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 12.1 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 12.1 cm ²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	3138	5836	3153	12265	2.102	26.5		
2	S	1725	2479	1695	12094	4.879	26.6		
3	S	1725	2508	1695	12094	4.822	26.6		

Lo S.L.U. per tensioni normali appare pertanto verificato con margine soddisfacente.

Per la verifica a taglio, si considera in quanto proposto da EN 1992-1-1 per elementi privi di armatura a taglio.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	6090	13819	74983	73297	100.0	21.80	1.006	2.6
2	S	2907	13632	74789	73297	100.0	21.80	1.003	1.2
3	S	2932	13632	74789	73297	100.0	21.80	1.003	1.3

La verifica appare pertanto soddisfatta, senza prevedere specifiche armature a taglio.

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	24.5	30.0	-23.1	30.0	-263	26.5	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Ep1	Massima deformazione di traz. unitaria nel calcestr. in sez. fessurata
Ep2	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata
Ep3	Deformazione unitaria al limite dell'area efficace di calcestruzzo
K2	= (Ep1 + Ep3)/(2 Ep3) secondo la (7.13) dell'EC2
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
Eps	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls.
Srm	Distanza massima in mm tra le fessure

Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = Eps*Srm (7.8) EC2

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	16.9	30.0	-15.7	30.0	-179	26.5	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	11.9	30.0	-10.8	30.0	-123	26.5	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Ep1	Ep2	Ep3	K2	Kt	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.00000	0.00000			0.00	0.000000	0	0.000

15.2.2 Verifica setto di elevazione o paramento

Il paramento viene armato con due file di barre Ø16/20 verticali correnti lato scavo e lato terreno.

Per la verifica a pressoflessione e a taglio per lo S.L.U. e di limitazione delle tensioni e fessurazione per lo S.L.E. si considera la sezione di spiccato (z = -8.10 m).

N.B.: L'armatura a taglio indicata, ove necessaria, indica il quantitativo minimo da adottare per soddisfare le verifiche.

Sezione allo spiccato

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata							
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)							
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico							
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)							
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico							
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000							
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.							
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)							
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue							
	Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 66.0 cm ²							
	Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 66.0 cm ²							

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	46547	53161	0	46532	131884	0	2.481
2	S	38551	27210	0	38567	127936	0	4.702
3	S	38551	27309	0	38567	127936	0	4.685
4	S	89687	56517	0	89672	153202	0	2.711
5	S	70592	21605	0	70563	143778	0	6.655
6	S	70592	21704	0	70563	143778	0	6.624
7	S	61316	34990	0	61341	139217	0	3.979
8	S	52152	7143	0	52172	134678	0	18.855
9	S	52152	7242	0	52172	134678	0	18.597
10	S	67631	81964	0	67649	142338	0	1.737
11	S	50530	40743	0	50535	133866	0	3.286
12	S	50530	40843	0	50535	133866	0	3.278

Lo S.L.U. per tensioni normali appare pertanto verificato con margine soddisfacente.

Per la verifica a taglio, si considera in quanto proposto da EN 1992-1-1 per elementi privi di armatura a taglio.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff	OMst
1	S	14737	334759	0	116.5	100.0	21.80°	1.021	1.4	0.0(0.0)	0.082
2	S	7606	333554	0	116.5	100.0	21.80°	1.018	0.7	0.0(0.0)	0.082
3	S	7630	333554	0	116.5	100.0	21.80°	1.018	0.7	0.0(0.0)	0.082
4	S	16348	341258	0	116.5	100.0	21.80°	1.041	1.6	0.0(0.0)	0.082
5	S	7475	338381	0	116.5	100.0	21.80°	1.032	0.7	0.0(0.0)	0.082
6	S	7499	338381	0	116.5	100.0	21.80°	1.032	0.7	0.0(0.0)	0.082
7	S	12122	336984	0	116.5	100.0	21.80°	1.028	1.2	0.0(0.0)	0.082
8	S	4650	335603	0	116.5	100.0	21.80°	1.024	0.5	0.0(0.0)	0.082
9	S	4675	335603	0	116.5	100.0	21.80°	1.024	0.5	0.0(0.0)	0.082
10	S	19978	337935	0	116.5	100.0	21.80°	1.031	1.9	0.0(0.0)	0.082
11	S	10119	335359	0	116.5	100.0	21.80°	1.023	1.0	0.0(0.0)	0.082
12	S	10143	335359	0	116.5	100.0	21.80°	1.023	1.0	0.0(0.0)	0.082

La verifica appare pertanto soddisfatta, senza prevedere specifiche armature a taglio.

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	18.2	-50.0	120.0	-164	46.5	3.5	0	0		0.000
2	S	20.7	-50.0	120.0	-140	46.5	3.5	0	0		0.000
3	S	14.0	-50.0	120.0	-79	46.5	3.5	0	0		0.000
4	S	26.5	-50.0	120.0	-260	46.5	3.5	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	10.0	-50.0	120.0	-45	46.5	3.5	0	0		0.000
2	S	9.9	-50.0	120.0	-13	46.5	3.5	0	0		0.000
3	S	9.8	-50.0	120.0	-22	46.5	3.5	0	0		0.000
4	S	9.8	-50.0	120.0	-25	46.5	3.5	0	0		0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	9.2	-50.0	120.0	-32	46.5	3.5	0	0		0.000
2	S	9.2	-50.0	120.0	-32	46.5	3.5	0	0		0.000
3	S	8.2	-50.0	120.0	-18	46.5	3.5	0	0		0.000
4	S	10.3	-50.0	120.0	-47	46.5	3.5	0	0		0.000

15.2.3 Verifica del cordolo di fondazione

Il paramento viene armato con due file di barre Ø16/20 verticali correnti lato scavo e lato terreno.

Per la verifica a pressoflessione e a taglio per lo S.L.U. e di limitazione delle tensioni e fessurazione per lo S.L.E. si considera la sezione di spiccato ($z = -8.10$ m).

N.B.: L'armatura a taglio indicata, ove necessaria, indica il quantitativo minimo da adottare per soddisfare le verifiche.

Sezione allo spiccato

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 95.0 cm ² Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 95.0 cm ²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	53189	64280	0	53199	181976	0	2.831	
2	S	43471	32471	0	43488	175281	0	5.398	
3	S	43471	32582	0	43488	175281	0	5.380	
4	S	43215	57286	0	43222	175097	0	3.057	
5	S	43471	29036	0	43488	175281	0	6.037	
6	S	43471	35714	0	43488	175281	0	4.908	
7	S	99461	67054	0	99480	213758	0	3.188	
8	S	77832	25835	0	77824	198921	0	7.700	
9	S	77832	25946	0	77824	198921	0	7.667	
10	S	56075	77951	0	56071	183956	0	2.360	
11	S	77832	22400	0	77824	198921	0	8.880	
12	S	77832	29078	0	77824	198921	0	6.841	
13	S	71090	41300	0	71071	194281	0	4.704	
14	S	59392	8548	0	59397	186247	0	21.788	
15	S	59392	8659	0	59397	186247	0	21.509	
16	S	48854	24657	0	48882	179002	0	7.260	
17	S	59392	5114	0	59397	186247	0	36.419	
18	S	59392	11791	0	59397	186247	0	15.796	
19	S	77405	96131	0	77423	198645	0	2.066	
20	S	57770	47617	0	57741	185107	0	3.887	
21	S	57770	47728	0	57741	185107	0	3.878	
22	S	52756	109322	0	52764	181677	0	1.662	
23	S	57770	44183	0	57741	185107	0	4.190	
24	S	57770	50860	0	57741	185107	0	3.640	

Lo S.L.U. per tensioni normali appare pertanto verificato con margine soddisfacente.

Per la verifica a taglio, si considera in quanto proposto da EN 1992-1-1 per elementi privi di armatura a taglio.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione

Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]											
N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff	OMst
1	S	16062	391969	0	156.0	100.0	21.80°	1.021	1.2	0.0(0.0)	0.082
2	S	8204	390498	0	156.0	100.0	21.80°	1.017	0.6	0.0(0.0)	0.082
3	S	8229	390498	0	156.0	100.0	21.80°	1.017	0.6	0.0(0.0)	0.082
4	S	14740	390460	0	156.0	100.0	21.80°	1.017	1.1	0.0(0.0)	0.082
5	S	7219	390498	0	156.0	100.0	21.80°	1.017	0.5	0.0(0.0)	0.082
6	S	9067	390498	0	156.0	100.0	21.80°	1.017	0.7	0.0(0.0)	0.082
7	S	17672	398969	0	156.0	100.0	21.80°	1.039	1.3	0.0(0.0)	0.082
8	S	8259	395697	0	156.0	100.0	21.80°	1.031	0.6	0.0(0.0)	0.082
9	S	8283	395697	0	156.0	100.0	21.80°	1.031	0.6	0.0(0.0)	0.082
10	S	18102	392405	0	156.0	100.0	21.80°	1.022	1.3	0.0(0.0)	0.082
11	S	7273	395697	0	156.0	100.0	21.80°	1.031	0.5	0.0(0.0)	0.082
12	S	9121	395697	0	156.0	100.0	21.80°	1.031	0.7	0.0(0.0)	0.082
13	S	13446	394677	0	156.0	100.0	21.80°	1.028	1.0	0.0(0.0)	0.082
14	S	5435	392907	0	156.0	100.0	21.80°	1.023	0.4	0.0(0.0)	0.082
15	S	5459	392907	0	156.0	100.0	21.80°	1.023	0.4	0.0(0.0)	0.082
16	S	10443	391313	0	156.0	100.0	21.80°	1.019	0.8	0.0(0.0)	0.082
17	S	4449	392907	0	156.0	100.0	21.80°	1.023	0.3	0.0(0.0)	0.082
18	S	6297	392907	0	156.0	100.0	21.80°	1.023	0.5	0.0(0.0)	0.082
19	S	21302	395632	0	156.0	100.0	21.80°	1.031	1.6	0.0(0.0)	0.082
20	S	10903	392662	0	156.0	100.0	21.80°	1.023	0.8	0.0(0.0)	0.082
21	S	10927	392662	0	156.0	100.0	21.80°	1.023	0.8	0.0(0.0)	0.082
22	S	22451	391903	0	156.0	100.0	21.80°	1.021	1.6	0.0(0.0)	0.082
23	S	9917	392662	0	156.0	100.0	21.80°	1.023	0.7	0.0(0.0)	0.082
24	S	11765	392662	0	156.0	100.0	21.80°	1.023	0.9	0.0(0.0)	0.082

La verifica appare pertanto soddisfatta, senza prevedere specifiche armature a taglio.

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	13.2	-50.0	160.0	-108	46.0	4.0	0	0		0.000
2	S	15.0	-50.0	160.0	-84	46.0	4.0	0	0		0.000
3	S	10.3	-50.0	160.0	-44	46.0	4.0	0	0		0.000
4	S	18.7	-50.0	160.0	-166	46.0	4.0	0	0		0.000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

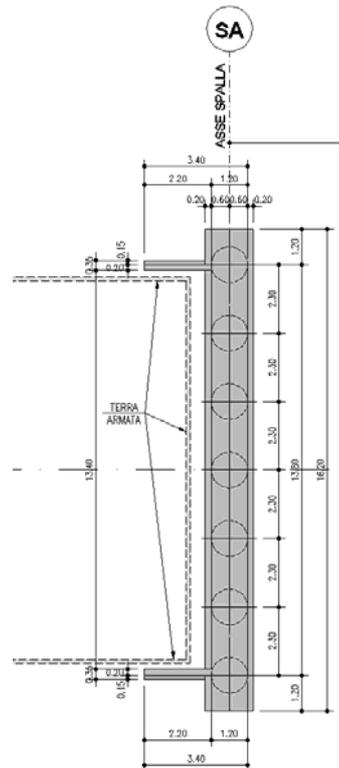
N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	7.4	-50.0	160.0	-23	46.0	4.0	0	0		0.000
2	S	7.3	-50.0	160.0	7	46.0	4.0	0	0		0.000
3	S	7.2	-50.0	160.0	0	46.0	4.0	0	0		0.000
4	S	7.1	-50.0	160.0	-2	46.0	4.0	0	0		0.000

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	6.6	-50.0	160.0	-10	46.0	4.0	0	0		0.000
2	S	6.4	-50.0	160.0	-3	46.0	4.0	0	0		0.000
3	S	5.7	-50.0	160.0	6	46.0	4.0	0	0		0.000
4	S	7.1	-50.0	160.0	-14	46.0	4.0	0	0		0.000

16. Pali di fondazione

Le sotto-fondazioni previste si compongono di una fila di 7 pali $\varnothing 1200\text{mm}$ disposti ad un interasse pari a 2.30m.



Sulla base delle verifiche geotecniche condotte (cfr. relazione geotecnica) tali pali si sviluppano per una profondità variabile riassunta in tabella.

Cavalcavia	$\varnothing_{\text{pali}}$ [mm]	L_{pali} [m]
Via Azedimezzo	1200	22
Via Pernumia	1200	24
Via Vò di placca	1200	24
Via Gorghizzolo	1200	28
Via Bolzani	1200	28

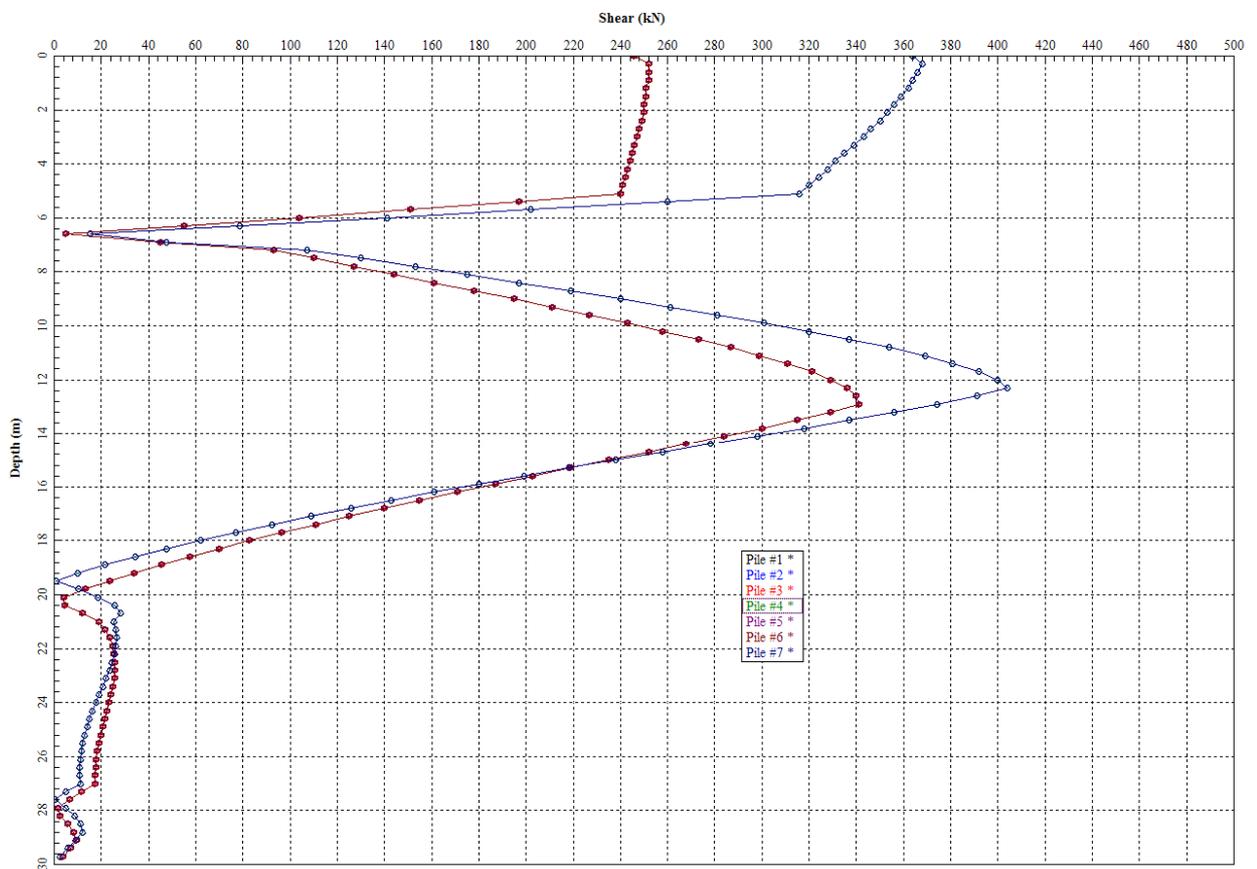
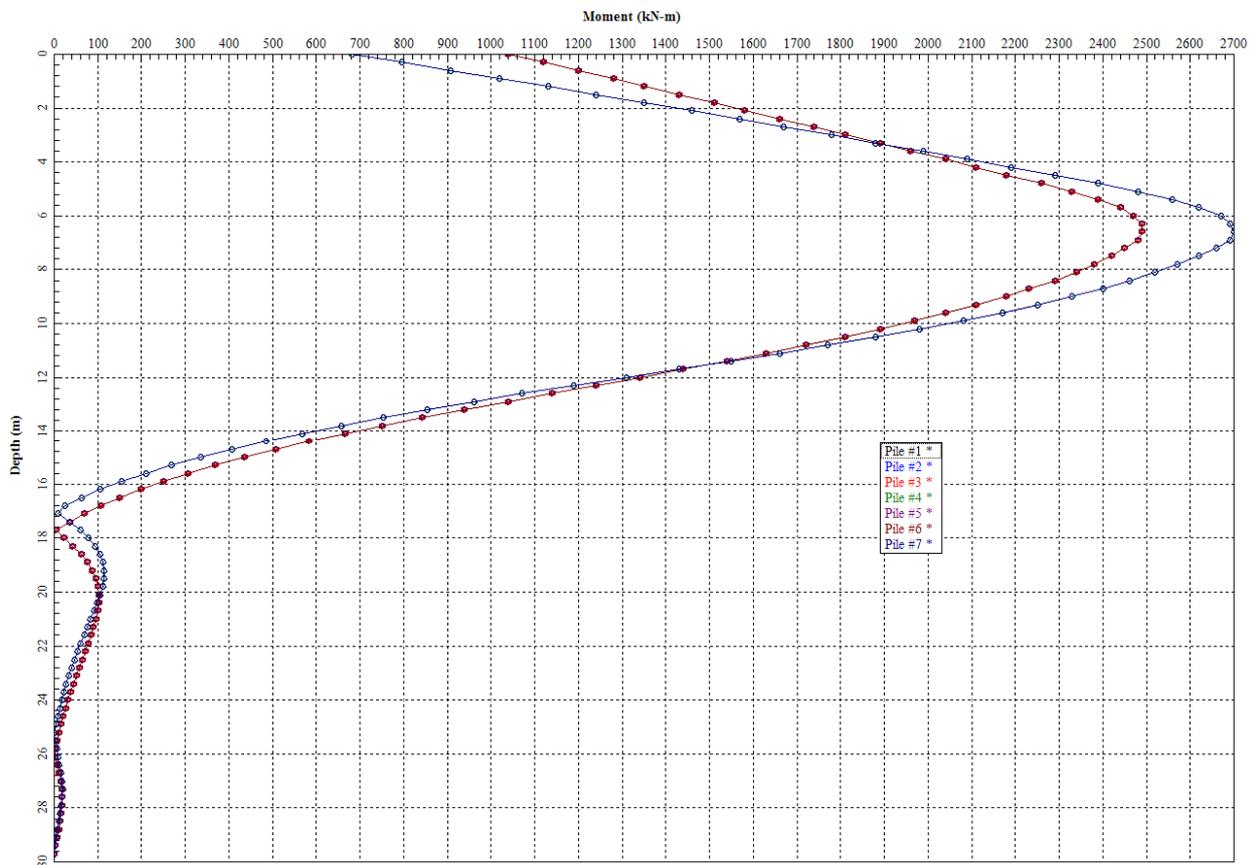
Di seguito si procede alla verifica strutturale del singolo palo nelle condizioni di S.L.U. e S.L.E..

16.1 Verifica dei pali di fondazione

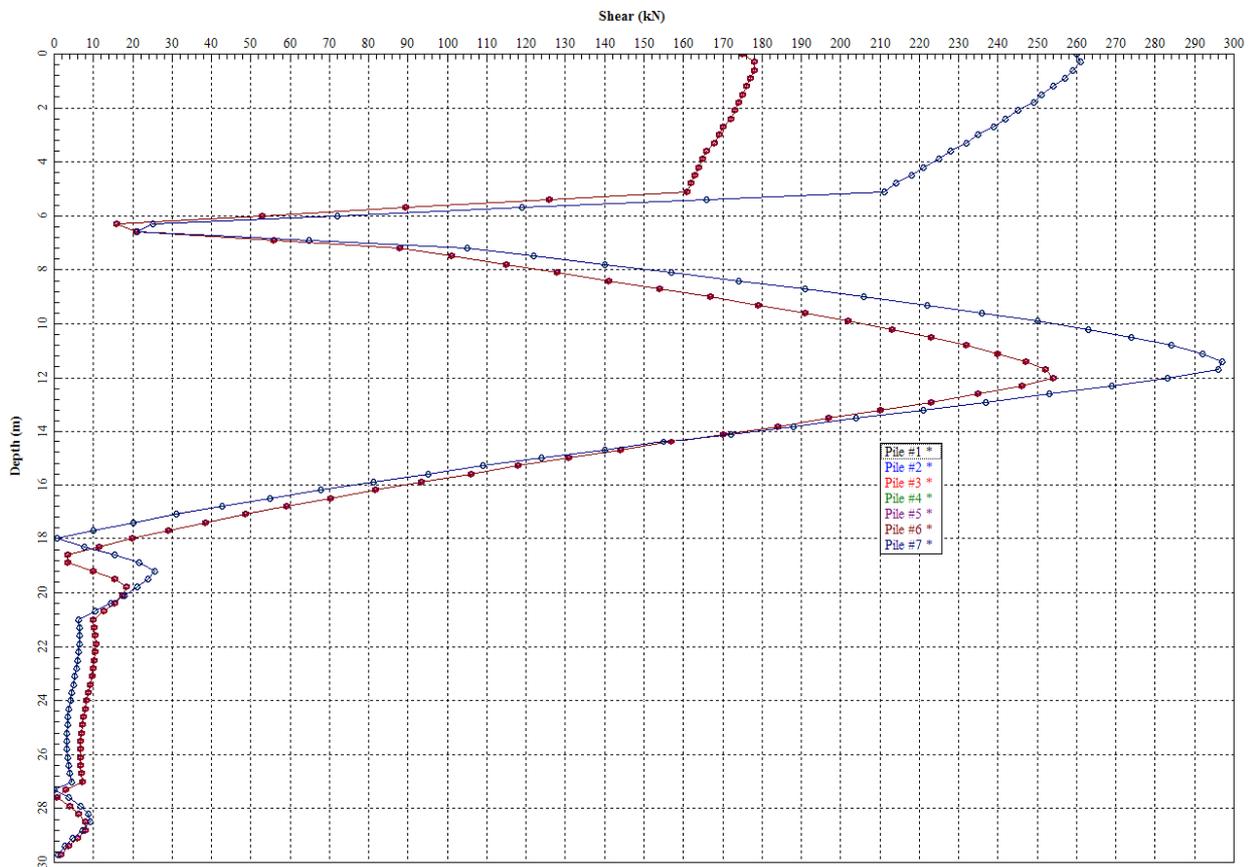
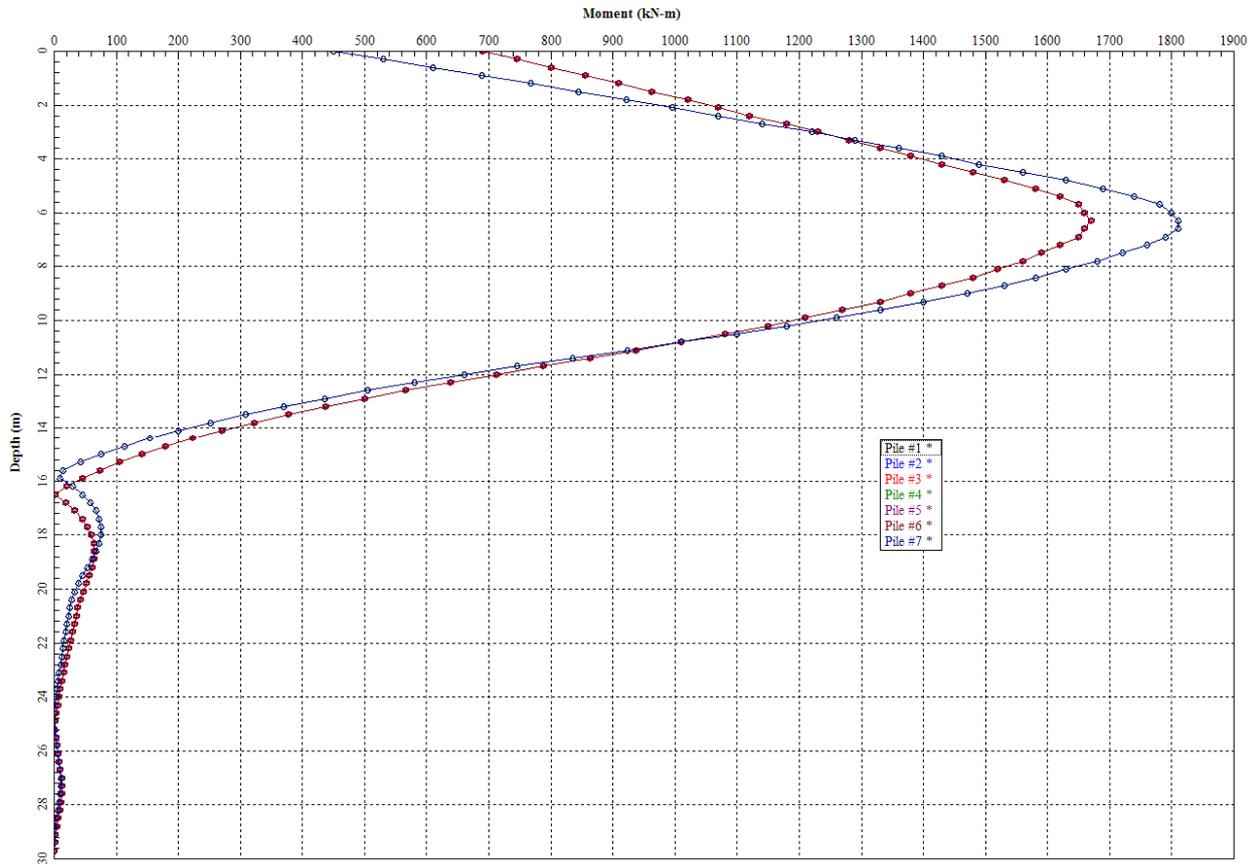
16.1.1 Sollecitazioni di verifica

Di seguito si riportano gli andamenti delle massime sollecitazioni registrati sui pali disposti sotto la fondazione di spalle e pile. Tali andamenti sono ricavati con riferimento alla combinazione S.L.U. e di S.L.E..

Sottostrutture delle spalle - S.L.U.



Sottostrutture delle spalle - S.L.E.



Riassumendo le sollecitazioni di verifica ottenute sono le seguenti:

Sottostrutture	S.L.U. e SISMA			S.L.E.		
	N _{max} [kN]	V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]	N _{max} [kN]	V _{max} [kN]	M _{max} [kNm]
Spalle	1250	405	2700	1050	298	1810

16.1.2 Pali di fondazione delle spalle

Si assume come riferimento la sezione del palo posta ad una profondità di circa 8m essendo quella caratterizzata dalle massime sollecitazioni. Si assume inoltre un'armatura del palo composta da barre accoppiare 2Ø20 disposte a passo 10cm, per un totale di 68Ø20, e una staffatura dello stesso costituita da spirali Ø12/20.

Considerando un copriferro pari a 6cm e un calcestruzzo di classe C28/35, di seguito vengono riportate le verifiche condotte per questa sezione.

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)								
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)								
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)								
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.								
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)								
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue								
	Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 213.6 cm ²								

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	125000	270000	124990	400148	1.482	22.4		

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12 mm	
Passo staffe:	10.0 cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	22.6 cm ² /m	[Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm ² /m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata								
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)								
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe								
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato								
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe								
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro								
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato								
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione								
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]								

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	40500	51163	274716	193786	107.2	21.80	1.070	4.7

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata	
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])	
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)	
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²])	
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)	
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]	

Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)										
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)										

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	107.7	-60.0	0.0	-60.0	-2216	54.0	25.8	3342	81.7	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]										
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]										
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm ²]										
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)										
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2										
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure										
Srm	Distanza media in mm tra le fessure										
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm										

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	80.4	-65.9	-34.5	0.190	1.0	0.000896	200	0.304

Si osserva, inoltre, che, sulla base dell'andamento delle sollecitazioni flettenti, l'armatura della sezione di verifica (2Ø20/10) viene assunta per i primi 12m di sviluppo del palo, mentre per la lunghezza rimanente si adotta un armatura che prevede 1Ø20/10. Allo stesso modo si osserva che la resistenza a taglio del solo calcestruzzo è sufficiente per sostenere l'azione tagliate sollecitante almeno nelle zone in cui tale sollecitazione è massima. Tuttavia si assumono staffe Ø12/20 lungo tutto lo sviluppo del palo a favore di sicurezza.