

Provincia di Cuneo
S.S. 28 del Colle di Nava
Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir – 564 e al casello A6 "Torino–Savona" – III Lotto (Variante di Mondovì)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. T008

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	MANDATARIA: 	MANDANTI:  POLITECNICA BUILDING FOR HUMANS	MATILDI+PARTNERS
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	IL PROGETTISTA: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi</i> <i>Bologna–n.A6457</i>		
IL GEOLOGO: <i>Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL</i> <i>Ordine Geologi Veneto n. A501</i>	GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A</i> COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: <i>Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381</i>		
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513</i>	OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA: <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i> OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI: <i>Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550</i> GEOTECNICA: <i>Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598</i> IDROLOGIA ED IDRAULICA: <i>Ing. Simone Venturini – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515</i>		
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. Giuseppe Danilo Malgeri</i>			
PROTOCOLLO:	DATA:		

10 – OPERE D'ARTE MAGGIORI – VIADOTTI E PONTI
10.2 – Ponte sul torrente Ermena
Relazione di calcolo – impalcato

CODICE PROGETTO		NOME FILE		PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
DPT00008D16		10.01_P00_VI02_STR_RE01_B		10.01		
		CODICE ELAB.				
		P00VI02STRRE01			B	/
D						
C						
B	Istruttoria ANAS	Maggio 2020	Matildi+Partners	Barrasso	Isani	Matildi
A	EMISSIONE	Marzo 2020	Matildi+Partners	Barrasso	Isani	Matildi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	1
1.1	Considerazioni sulla durabilità dell'opera.....	4
2	PRINCIPALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
2.1	Unita' di misura.....	5
3	CARATTERISTICHE MATERIALI	6
3.1	Calcestruzzo per impalcato.....	6
3.2	Acciaio ordinario per armature.....	7
3.3	Acciaio per carpenteria.....	8
3.4	Acciaio per bulloni	8
3.5	Coppia di serraggio dei bulloni.....	9
3.6	Pioli con testa tipo "Nelson"	10
3.7	Pioli per predalle	10
3.8	Giunzioni	10
4	CODICI DI CALCOLO E MODELLI DI CALCOLO	11
4.1	MIDAS®.....	11
4.2	Modelli di Calcolo	11
5	CARICHI DI PROGETTO	12
5.1	Elenco delle condizioni Elementari di Carico.....	12
5.2	Criteri per la Valutazione delle Azioni sulla Struttura.....	13
5.2.1	Carichi permanenti.....	13
5.2.2	Azioni dei carichi variabili mobili	13
5.2.3	Coefficiente di incremento dinamico addizionale	13
5.2.4	Ritiro e viscosità del calcestruzzo	13
5.2.5	Azioni del vento	13
5.2.6	Carichi mobili.....	13
5.2.7	Azioni del sisma.....	14

6	ANALISI DEI CARICHI	18
6.1	Peso proprio delle strutture (G_1)	18
6.2	Carichi permanenti non strutturali (G_2)	18
6.3	Effetti di ritiro e viscosità dei calcestruzzi (ε_2)	19
6.4	Effetti delle variazioni termiche (ε_3)	19
6.5	Effetti dovuti alla viscosità (ε_4)	21
6.6	Effetti dei cedimenti differenziali (ε_5)	22
6.7	Carichi mobili (q_1)	22
6.7.1	Schema di carico	23
6.7.2	Categoria stradale	24
6.7.3	Disposizione delle corsie di carico	24
6.7.4	Carico da traffico per verifiche a fatica	27
6.8	Azione longitudinale di frenamento o accelerazione (q_3)	29
6.9	Forza centrifuga (q_4)	29
6.10	Azione del vento (q_5)	30
6.11	Azione del sisma (q_6)	32
6.12	Resistenze parassita dei vincoli (q_7)	32
6.13	Azioni sui parapetti – urto di un veicolo in svio (q_8)	33
6.14	Azioni sull'impalcato - urto di un veicolo (q_9)	33
7	COMBINAZIONI DI CARICO	34
7.1	Combinazioni per gli SLU	34
7.2	Combinazioni per gli SLE	36
8	ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO	37
8.1	Analisi statica globale	37
8.2	Modellazione dei materiali	37
8.3	Fasi di calcolo per gli elementi con sezione mista acciaio-calcestruzzo	38
9	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	40
9.1	Sollecitazioni caratteristiche	40
9.2	Sollecitazioni a SLU	45
10	VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI	48

10.1	Geometria.....	48
10.2	Classificazione delle sezioni	49
10.3	Caratteristiche inerziali delle sezioni	50
10.3.1	Larghezze efficaci	50
10.3.2	Caratteristiche inerziali	52
10.4	Verifica delle travi principali allo SLU.....	60
10.4.1	Verifica in forma estesa del concio di pila (C5)	62
10.4.2	Verifica in forma estesa del concio in campata (C2).....	64
10.5	Verifica sistema di connessione	66
10.5.1	Valutazione portata a taglio dei connettori	66
10.6	Verifica allo SLE.....	69
10.7	Verifica allo stato limite di fatica	70
10.7.1	Coefficienti parziali per la resistenza a fatica	70
10.7.2	Verifica dei dettagli di fatica.....	71
10.8	Verifica saldature di composizione.....	74
11	VERIFICHE ELEMENTI SECONDARI.....	75
11.1	Verifica della trave di spina	75
11.2	Verifica dei traversi.....	77
11.2.1	Traverso corrente – Tratto 2 travi + spina	78
11.2.2	Traverso sezione di piega – Tratto 2 travi + spina	79
11.2.3	Traverso corrente – Tratto in allargamento.....	80
11.2.4	Traverso sezione di piega – Tratto in allargamento	81
12	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ E MONTA	83
13	RISULTATI DELLE ANALISI SISMICHE DELL'IMPALCATO	84
13.1	Modi di vibrare della struttura	85
13.2	Condizione SLC	88
13.3	Condizione SLV.....	88
14	REAZIONI VINCOLARI	89
14.1	Apparecchi di appoggio.....	91
14.2	Giunti di dilatazione	91
15	VERIFICA DELLA SOLETTA	92

16	VERIFICA DELLA SOLETTA	92
16.1	Verifica 1 ^ fase di getto.....	94
16.1.1	Verifica prédalle in fase di getto	94
16.2	Sollecitazioni fasi successive di getto	99
16.2.1	Sollecitazioni trasversali	99
16.3	Verifica a flessione.....	101
16.3.1	Verifica a momento negativo in direzione trasversale - zona tipo.....	102
16.3.2	Verifica a momento positivo in direzione trasversale – campata zona tipo.....	105
16.3.3	Verifica a momento negativo in direzione trasversale – appoggio su longherina	107
16.3.4	Verifiche a momento negativo in direzione trasversale - zona giunto	109
16.4	Verifiche a taglio	112
16.5	Verifiche locali - Urto del veicolo in svio.....	113
16.5.1	Verifica a tenso-flessione	115
16.5.2	Verifica a taglio - soletta.....	116
16.5.3	Verifica a torsione.....	117
16.5.4	Verifica a taglio - cordolo	119
16.5.5	Verifica di taglio scorrimento per effetto dell'azione da urto	119

1 PREMESSA

La nuova tangenziale di Mondovì (Cuneo) rientra nel piano di riordino del sistema viario del Piemonte Sud Occidentale. Sviluppata interamente nel territorio comunale di Mondovì drena il flusso di traffico proveniente dal quadrante Sud-Est collegando la S.S. 28, la S.P. 5 e la S.S. 564 con l'Autostrada A6 Torino-Savona presso lo svincolo di Mondovì.

Il Progetto Preliminare prevedeva anche uno svincolo sulla Via Vecchia di Frabosa, fra il viadotto Ellero e la Galleria S Lorenzo, per il collegamento con il Rione Borgato di Mondovì. Lo stesso Comune di Mondovì, con nota prot 22002 del 05-07.2018, ha richiesto una modifica al Progetto Preliminare con la soppressione del citato svincolo e la realizzazione, in sua vece ed in posizione distaccata rispetto al tracciato principale (circa 1,5 Km a nord) di un ponte sul torrente Ermena fra il rione Borgato ed il Km 31 della S.S.28. Tale opera è, appunto, oggetto della presente relazione.

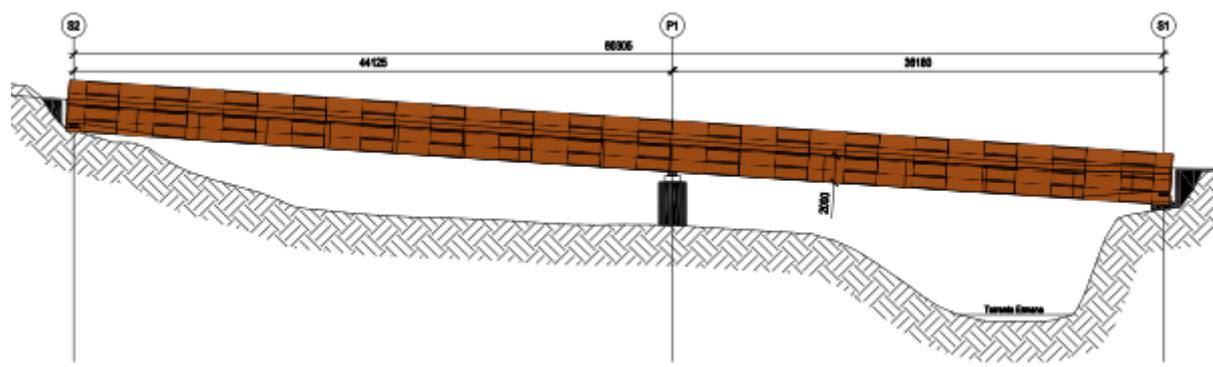


Figura 1.1 Ponte sul torrente Ermena

L'opera in oggetto è costituita complessivamente da due campate di luci pari a 39 m e 45 m per una lunghezza complessiva di 84 m con schema statico a trave continua. In sezione trasversale, l'opera si compone di una sede stradale costituita da due corsie di larghezza pari a 3.50 m, completate da banchine di larghezza pari a 1.25 m e cordoli che ospitano i guard-rail di larghezza pari a 0.75 m.

Pertanto la sezione trasversale ha una larghezza complessiva pari a 11.00 m ($0.75 + 1.25 + 3.50 + 3.50 + 1.25 + 0.75 = 11.00$ m).

Nel tratto iniziale dell'opera, in particolare il corrispondenza della spalla SpA, l'impalcato ha una geometria peculiare determinata dalla posizione di inserimento in rotonda dell'opera stessa, con un significativo aumento della larghezza dell'impalcato.

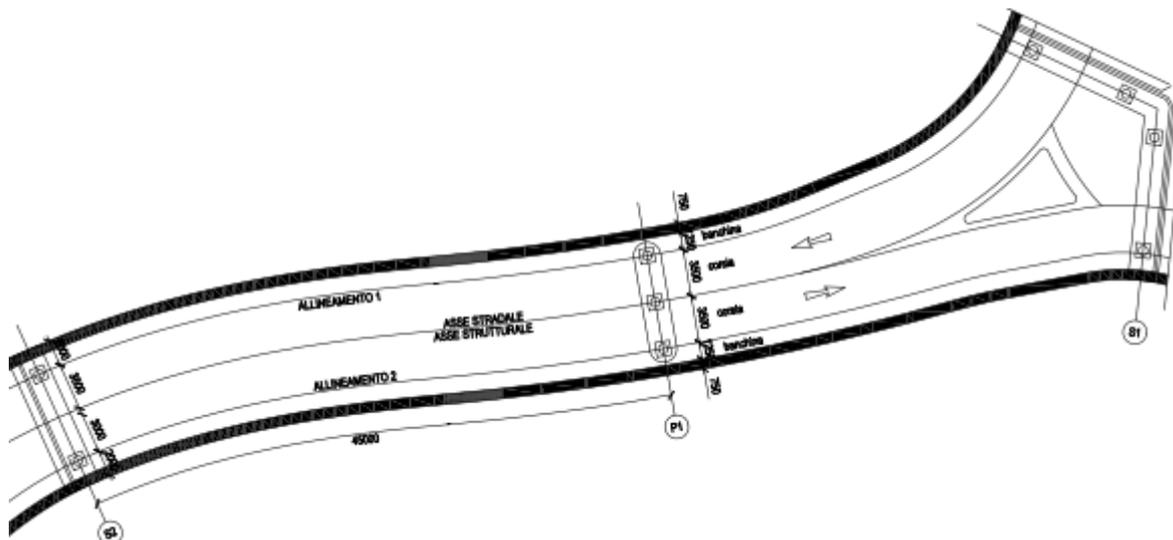


Figura 1.2 Ponte sul torrente Ermena

L'impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo è realizzato con travi in acciaio auto-protetto tipo Corten, di sezione a I, trasversalmente connesse da diaframmi con sezione ad I di campata (disposti ad interasse tipico di 6 m), in corrispondenza della pila e sulle spalle.

Il numero delle travi varia in ragione della variazione della larghezza trasversale dell'impalcato:

- nel tratto attiguo alla spalla SpA la sezione trasversale si allarga fino ad uno sviluppo del traverso di spalla superiore ai 25 m, pertanto si sono adottate 4 travi principali, con altezza variabile da 1400 mm a 2000 mm (altezza minima in corrispondenza dell'asse degli appoggi), e due travi di spina di altezza costante pari a 600 mm;
- proseguendo nello sviluppo del viadotto, fino al concio che precede il concio di pila, la sezione è caratterizzata da tre travi principali di altezza costante pari a 2000 mm e due travi di spina di altezza costante pari a 600 mm, che terminano in corrispondenza di un traverso posto nella mezzeria del concio finale di tale tratto;
- il concio di pila presenta tre travi di altezza pari a 2000 mm;
- nel tratto restante, fino alla spalla SpB, la sezione presenta due travi principali di altezza pari a 2000 mm, che cala fino a 1400 mm in appoggio, e una trave di spina di altezza costante pari a 600 mm

L'impalcato è completato da una soletta gettata in c.a., costituita da lastre metalliche tralicciate tipo predalles (poggianti sulle ali delle travi in acciaio) di spessore pari a 5 mm e soletta piena gettata in opera e resa collaborante con le travi mediante piolatura di collegamento (pioli Nelson), per uno spessore complessivo di 26 cm. Le predalle metalliche hanno, come detto, uno spessore pari a 5 mm dei quali, ad evidente favore di sicurezza, sono stati considerati solo 2.5 mm di spessore nelle verifiche.

Sulla soletta è posata la guaina di impermeabilizzazione e su questa gli strati di pavimentazione (binder e usura, per uno spessore complessivo di 12 cm).

Lo schema statico è a graticcio.

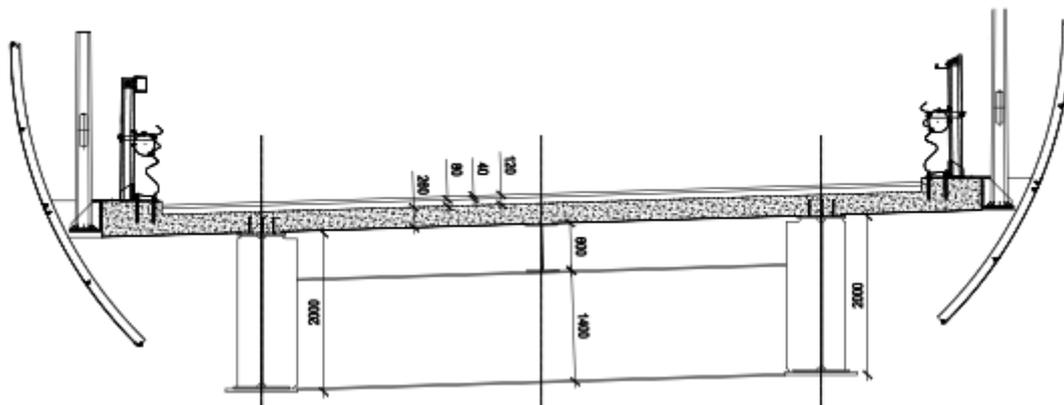


Figura 1.3 Ponte sul torrente Ermena - Sezione

Tutti gli elementi metallici sono suddivisi in conci al fine di poter essere agevolmente trasportati su strada con mezzi correnti e le giunzioni sono previste saldate ad eccezione di quelle dei diaframmi trasversali.

Il montaggio dell'impalcato avverrà per sollevamento dal basso delle singole travi. I conci verranno saldati a piè d'opera fino a formare una trave lunga quanto la campata. Successivamente tali elementi verranno portati in quota mediante l'ausilio di autogrù.

Il sistema di appoggi è tale da trasmettere alle pile ed alle spalle le azioni verticali, orizzontali longitudinali ed orizzontali trasversali di progetto, ed insieme da consentire gli spostamenti orizzontali longitudinali ed orizzontali trasversali di progetto, nel rispetto degli schemi statici verticale, longitudinale e trasversale assunti in sede di calcolo.

Lo schema di vincolamento è il seguente:

- In corrispondenza della spalla SpA sono presenti due appoggi fissi (posti opportunamente in corrispondenza delle due travi centrali, quindi ad una distanza minima in modo da escludere problemi legati a dilatazioni termiche trasversali) e due appoggi multidirezionali in corrispondenza delle travi esterne
- In corrispondenza della pila P1 sono previsti un appoggio unidirezionale scorrevole in direzione longitudinale in posizione centrale e due appoggi multidirezionali in corrispondenza delle travi esterne
- Sulla spalla SpB sono presenti due appoggi multidirezionali in corrispondenza delle travi e una guida unidirezionale scorrevole in direzione longitudinale in posizione centrale.

Si ha quindi che le azioni trasversali sono ripartite fra spalle e pile, mentre le sollecitazioni longitudinali insistono solo sulle spalle SpA.

1.1 Considerazioni sulla durabilità dell'opera

Come esplicitato nel paragrafo precedente, la componente metallica dell'impalcato in sistema misto è realizzata con travi in acciaio auto-protetto tipo Corten; dello stesso materiale sono costituite anche le predalle metalliche dello spessore totale di 5 mm che hanno la funzione di cassero e armatura inferiore per la soletta in c.a. collaborante.

Nelle verifiche globali dell'impalcato (quindi per le verifiche di resistenza e stabilità delle sezioni composte acciaio-clc dell'impalcato) e nelle verifiche in esercizio della soletta si è scelto di considerare nella valutazione delle resistenze uno spessore ridotto a 2.5 mm delle predalle metalliche.

Nella figura seguente è indicato l'andamento della corrosione indotta in ambiente semi-rurale per gli acciai CorTen e per gli acciai al carbonio; è interessante evidenziare come il CorTen, a differenza dell'acciaio tradizionale, raggiunga una configurazione asintotica stabile dello strato "corroso".

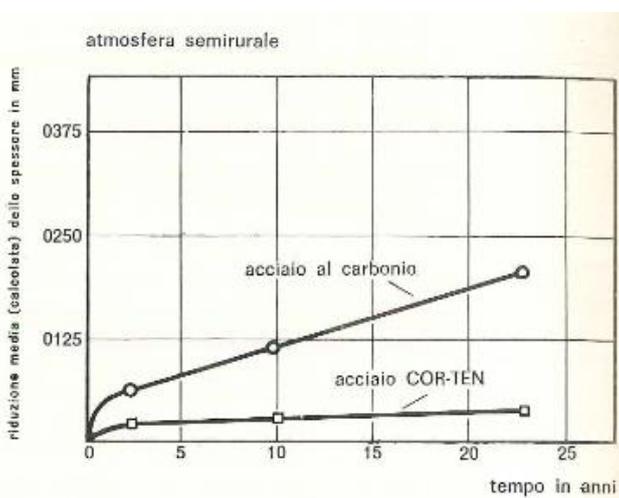


Figura 1.4 Curve di corrosione comparative riferite all'acciaio CorTen e all'acciaio al carbonio

Se si concede all'acciaio autopatinabile di autopassivarsi uniformemente, con regolari cicli umido/asciutto, si registrano perdite di spessore, per ciascuna delle due facce esposte, dell'ordine di 0.2 mm in 10 anni, senza ulteriore progressione. Quindi, con 0.20 mm di sovrasspessore per ciascuna faccia considerata, si garantisce per la vita utile dell'opera, nessuna necessità di intervento manutentivo e/o di rinforzo per perdita di spessore da corrosione.

Per il CorTen la caduta totale dello spessore per corrosione in atmosfera semi-rurale, come nel caso in oggetto, si arresta sostanzialmente attorno ai 0.50 mm, pertanto aver considerato uno spessore efficace di 2.5 mm ai fini delle verifiche statiche è da considerarsi una scelta decisamente cautelativa.

Come ulteriore sistema di protezione, si prevede l'installazione di un sistema di monitoraggio delle corrosioni costituito da una bobina di zinco della lunghezza di 50 m e dello spessore di 8mm, posizionata, orientativamente, a cavallo di una pila, in modo da poter monitorare una porzione significativa di soletta.

2 PRINCIPALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Si riportano le Normative adottate per le verifiche delle singole componenti strutturali:

D.M. 17-01-2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";	[NTC18]
CIRCOLARE 27/07/2018 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17-01-2018;	[C- NTC18]
UNI EN1991-2 "Azioni sulle strutture: carichi da traffico su ponti";	[EC1-2]
UNI EN1991-1-5 "Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni termiche"	[EC1-1-5]
UNI EN1992-1-1 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo: regole generali e regole per gli edifici"	[EC2-1]
UNI EN1993-1-1 "Progettazione delle strutture in acciaio: regole generali e regole per gli edifici";	[EC3-1]
UNI EN1993-1-5 "Progettazione delle strutture in acciaio: elementi strutturali a lastra";	[EC3-1-5]
UNI EN1993-1-8 "Progettazione delle strutture in acciaio: progettazione dei collegamenti";	[EC3-1-8]
UNI EN1993-1-9 "Progettazione delle strutture in acciaio: fatica";	[EC3-1-9]
UNI EN1993-2 "Progettazione delle strutture in acciaio: Ponti di acciaio";	[EC3-1-8]
UNI EN1994-1-1 "Progettazione delle strutture in composte acciaio-calcestruzzo: progettazione dei collegamenti"	[EC4-1-1]

2.1 Unità di misura

Le unità di misura utilizzate in relazione sono:

- lunghezze [mm];
- forze [kN];
- pressioni [kN/m²];
- momenti [kNm];
- tensioni [MPa].

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per impalcato

La scelta dei materiali è conforme alle condizioni ambientali di messa in opera della struttura ed alla norma UNI EN 1993-1-10:2005. La temperatura minima di progetto è pari a -11°C in accordo con l'Appendice Nazionale della EN1991-1-5.

CALCESTRUZZO		DM 17/01/2018		
Classe	C32/40			
coefficiente di sicurezza	γ_c	1.5	par. 4.3.3	
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	32 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)	
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	40 MPa	par. 11.2.10.1	
resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	40.00 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)	
resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	3.02 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)	
resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk}	2.12 MPa	par. 11.2.10.2	
resistenza a trazione per flessione media	f_{cfm}	3.63 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)	
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctk}	2.54 MPa	par. 11.2.10.2	
modulo elastico	E_{cm}	33346 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)	
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{NF}	0.2 -	par. 11.2.10.4	
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_F	0 -	par. 11.2.10.4	
coefficiente di dilatazione termica	α	1.00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5	
densità	ρ	2500 kg/m ³		
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	21.33 MPa	par. 4.1.2.1.1.1	
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	1.41 MPa	par. 4.1.2.1.1.2	
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	19.20 MPa	par. 4.1.2.2.5.1	
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q.per.}$	14.40 MPa	par. 4.1.2.2.5.1	

COPRIFERRO		UNI EN 1992-1-1:2005	
Vita utile di progetto		100	anni
Classe di esposizione (ai fini del copriferro)		XC3	par. 4.2, prosp. 4.1
Classe di esposizione (ai fini della composizione)		XD1	par. 4.2, prosp. 4.1
Copriferro			
Controllo di qualità speciale della produzione del cls?		Sì	par. 4.4.1.2, prosp. 4.3N
Classe strutturale	S	4	par. 4.4.1.2(5)
Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (ferri sup)	$c_{min,b,sup}$	26	mm par. 4.4.1.2(3)
Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali	$c_{min,dur}$	25	mm par. 4.4.1.2(5)
Margine di sicurezza	$\Delta c_{dur,\gamma}$	0	mm par. 4.4.1.2(6) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per acciaio inox	$\Delta c_{dur,st}$	0	mm par. 4.4.1.2(7) e Appendice Nazionale
Riduzione del copriferro minimo per protezione aggiuntiva	$\Delta c_{dur,add}$	0	mm par. 4.4.1.2(8) e Appendice Nazionale
Copriferro nominale minimo - strato superiore	$c_{nom,sup}$	36	mm
Margine di progetto per gli scostamenti	$\Delta c_{dev,sup}$	10	mm par. 4.4.1.3(1,3) e Appendice Nazionale
Copriferro minimo	$c_{min,sup}$	26	mm par. 4.4.1.2(2)
max {	$c_{min,b,sup}$	26	mm
	$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}$	25	mm
		10	mm

3.2 Acciaio ordinario per armature

Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, aventi le seguenti caratteristiche:

tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450$ MPa

tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540$ MPa

modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

$1.15 < (f_t / f_y)_k < 1.35$

$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1.25$

$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$

con tensioni di progetto pari a:

- tensioni allo stato limite ultimo

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ con } \gamma_s = 1.15$$

- tensioni allo stato limite esercizio

$$t_c = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara})$$

3.3 Acciaio per carpenteria

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio:

tipo S355J2 - per elementi saldati per spessori $t \leq 20$ mm;

tipo S355J2+N - per elementi saldati per spessori $t \leq 40$ mm;

tipo S355K2+N per elementi saldati per spessori $t > 40$ mm;

tipo S355J0W - per elementi non saldati, piastre sciolte ed angolari

Gli acciai con spessori $t \leq 40$ mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

tensione di rottura a trazione $f_t \geq 510$ MPa

tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa

allungamento (lamiera) $\Delta_t \geq 21\%$

modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

Gli acciai con spessori $t > 40$ mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

tensione di rottura a trazione $f_t \geq 470$ MPa

tensione di snervamento $f_y \geq 335$ MPa

allungamento (lamiera) $\Delta_t \geq 21\%$

modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

Vengono considerati elementi di carpenteria, quindi caratterizzati dalle specifiche soprariportate anche le predelle metalliche, gli elementi di interfaccia e collegamento degli apparecchi di appoggio. L'assemblaggio dei conci delle travi principali da effettuare in quota sarà realizzato mediante giunzioni saldate, secondo quanto riportato negli elaborati progettuali. I diaframmi saranno uniti alle travi principali mediante giunzioni bullonate.

3.4 Acciaio per bulloni

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza per giunzioni ad attrito conformi alle specifiche contenute nel p.to 11.3.4.6.2 del D.M. 17.1.2018 e nella UNI EN 14399-1

- vite classe 10.9 (UNI EN 14399-3 se assieme HR, EN 14399-4 se assieme HV)
- dado classe 10 (UNI EN 14399-3 se assieme HR, EN 14399-4 se assieme HV)

- rosette classe C50 temprato e rinvenuto (UNI EN 14399-6 marcatura H10 e HB)

I bulloni dovranno essere montati con una rosetta sotto la testa della vite e una rosetta sotto il dado, inoltre dovranno essere contrassegnati con le indicazioni del produttore, la classe di resistenza e la marcatura CE.

I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite rivolta verso l'alto e il dado verso il basso.

3.5 Coppia di serraggio dei bulloni

I bulloni ad alta resistenza della classe 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito devono essere conformi alla norma armonizzata UNI EN 14399-1 e recare la marchiatura CE. Al p.to 4.3 la norma armonizzata UNI EN 14399-1 prescrive che viti, dadi e rondelle siano forniti dal medesimo produttore.

La coppia di serraggio per i bulloni delle giunzioni ad attrito è quella indicata sulle targhette confezioni dei bulloni.

Nel caso che la coppia di serraggio non sia riportata sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore k secondo la classe funzionale, la coppia di serraggio è pari a:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,C} = k \cdot d \cdot 0.7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}$$

dove

d è il diametro nominale della vite;

A_{res} è l'area resistente della vite;

f_{tb} è la resistenza ultima a trazione del bullone.

Nella tabella seguente, riportata al p.to C4.2.8.1.1.1 delle Istruzioni per l'applicazione del D.M. 17.1.2018 (Circolare C-NTC18) , sono contenuti i valori della coppia di serraggio al variare del valore di k per diversi diametri dei bulloni.

Tabella C4.2.XXI Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]									
VITE	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	k=0.18	k=0.20	k=0.22	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	70.8	85.0	99.1	113	128	142	156	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	203	225	248	80.5	115
M16	176	211	246	281	317	352	387	110	157
M18	242	290	339	387	435	484	532	134	192
M20	343	412	480	549	617	686	755	172	245
M22	467	560	653	747	840	933	1027	212	303
M24	593	712	830	949	1067	1186	1305	247	353
M27	868	1041	1215	1388	1562	1735	1909	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	2121	2356	2592	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	3706	4118	4529	572	817

3.6 Pioli con testa tipo "Nelson"

I pioli devono essere conformi alle specifiche contenute nel p.to 11.3.4.7 del D.M. 17.1.2018 e nella UNI EN 10025.

Vengono adottati pioli tipo Nelson $\varnothing 22$ con altezza $H=175$ mm in acciaio S235J2G3+C450 caratterizzato da:

- resistenza a snervamento dell'acciaio $f_y \geq 350$ MPa;
- resistenza a rottura dell'acciaio $f_u \geq 450$ MPa;
- allungamento a rottura dell'acciaio maggiore del 15%;
- strizione a rottura dell'acciaio maggiore del 50%.

3.7 Pioli per predalle

I pioli devono essere conformi alle specifiche contenute nel p.to 11.3.4.7 del D.M. 17.1.2018 e nella UNI EN 10025.

Vengono adottati pioli tipo Nelson $\varnothing 13$ con altezza $H=50$ mm in acciaio S235J2G3+C450 caratterizzato da:

- resistenza a snervamento dell'acciaio $f_y \geq 350$ MPa;
- resistenza a rottura dell'acciaio $f_u \geq 450$ MPa;
- allungamento a rottura dell'acciaio maggiore del 15%;
- strizione a rottura dell'acciaio maggiore del 50%.

3.8 Giunzioni

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni del D.M. 17.1.2018.

4 CODICI DI CALCOLO E MODELLI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- pratica d'uso frequente in studio.

La progettazione generale si avvale inoltre di calcoli basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi cui sopra accennato.

4.1 MIDAS®

MIDAS/Civil 2017 versione 2.2. Per ogni tipologia di analisi effettuata, sia essa statica o dinamica, il software determina le massime sollecitazioni in ogni elemento. Ad esempio, per quanto riguarda i carichi mobili, il software, al variare della posizione del carico mobile considerato, individua la massima azione agente su ciascun componente strutturale.

4.2 Modelli di Calcolo

Per calcolare i parametri di sollecitazione sulle membrature dell'impalcato è stato approntato un unico modello tridimensionale agli elementi finiti comprendente anche gli elementi secondari. Tale modello corrisponde alla struttura come viene realizzata, replicando nel modo più accurato possibile, entro i limiti della modellazione, ciò che riguarda le geometrie, i parametri statici delle diverse sezioni ed i vincoli nelle diverse fasi e sottofasi di calcolo. Il modello utilizzato è tridimensionale. Si utilizzano elementi tipo BEAM per schematizzare le travi principali dell'impalcato, le travi di spina ed i diaframmi.

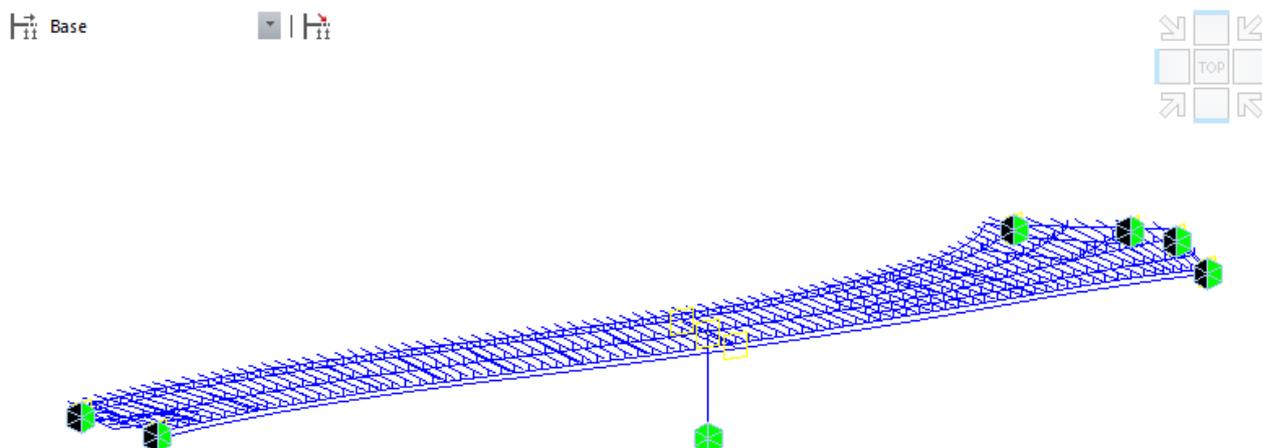


Figura 5: Modello unico tridimensionale – Vista assi elementi

I vincoli esterni sono schematizzati con dispositivi caratterizzati dalla effettiva rigidità dell'appoggio.

Il sistema di riferimento globale utilizzato considera, come riportato in figura:

- asse "X" = asse longitudinale del ponte;
- asse "Y" = asse trasversale del ponte;
- asse "Z" = asse verticale.

5 CARICHI DI PROGETTO

5.1 Elenco delle condizioni Elementari di Carico

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

- g_1 peso proprio delle strutture: acciaio-clc
- g_2 carichi permanenti portati: pavimentazione, veletta, NJ, marciapiedi, parapetti
- ε_1 distorsioni di progetto
- ε_2 ritiro del calcestruzzo
- ε_3 variazioni termiche differenziali: Acciaio-clc.
- ε_4 effetti viscosi
- ε_5 cedimenti differenziali dei vincoli
- q_1 carichi mobili
- q_2 effetto dinamico dei carichi mobili
- q_3 azioni longitudinali di frenamento
- q_4 azione centrifuga
- q_5 azioni del vento
- q_6 azioni sismiche
- q_7 resistenze parassite dei vincoli
- q_8 azioni sui parapetti – urto di veicolo in svio
- q_9 altre azioni variabili – urto di un veicolo

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti.

5.2 Criteri per la Valutazione delle Azioni sulla Struttura

5.2.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

5.2.2 Azioni dei carichi variabili mobili

I carichi accidentali agenti sull'impalcato sono definiti dalle NTC 2018 per ponti di categoria I e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della valutazione della resistenza e stabilità degli elementi dell'impalcato (travi, soletta, traversi).

5.2.3 Coefficiente di incremento dinamico addizionale

Il coefficiente di incremento dinamico addizionale da applicare alle azioni indotte dai carichi mobili è valutato secondo NTC 2018: per l'analisi globale dell'impalcato e nell'ipotesi di pavimentazione di media rugosità si assume $q_2 = 1$; effetti locali in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta sono stati considerati in conformità all'EC 1991-2 (4.6) ed assunto pari a 1.3.

5.2.4 Ritiro e viscosità del calcestruzzo

Le azioni indotte da queste azioni e dall'interazione tra esse sono valutate secondo le più recenti indicazioni contenute nella norma EC4 (vedere verifica delle sezioni).

5.2.5 Azioni del vento

Le azioni del vento sono valutate calcolando la pressione cinetica di riferimento q_{ref} secondo le indicazioni contenute nelle NTC 2018, da applicarsi alla sagoma trasversale del ponte a ponte scarico ed a ponte carico tenendo conto dell'ingombro dei carichi accidentali presenti.

5.2.6 Carichi mobili

Il sovraccarico accidentale è valutato secondo le indicazioni contenute nelle NTC 2018.

5.2.7 Azioni del sisma

L'area oggetto del presente intervento si sviluppa interamente nel territorio comunale di Mondovì (Cuneo).

La più recente mappa di pericolosità sismica, introdotta dalle "Norme tecniche per le costruzioni" del 17.1.2018, definisce i parametri di sismicità in base alla localizzazione del sito, espressa in termini di latitudine e longitudine. Le azioni sismiche di progetto in base alle quali si è valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono state valutate a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita in termini d'accelerazione orizzontale massima attesa a_g , nonché d'ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità d'eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R sono riportate nella Tabella 3.2.I delle Nuove Norme Tecniche; in particolare per lo stato limite ultimo si considera una probabilità del 10% per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), ed una percentuale del 5% per lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC); per quanto riguarda gli stati limite d'esercizio si considerano lo stato limite d'operatività (SLO), con la probabilità di superamento del 81% e lo stato limite di danno (SLD), con la probabilità di superamento del 63%.

Nel caso in esame la posizione dell'intervento è individuata dalle seguenti coordinate:

Long.7,81666°E – Lat.44,381055 °N

VITA DELLA STRUTTURA	
Vita nominale dell'opera:	VN = 50 anni
Classe d'uso:	III
Coefficiente d'uso:	CU = 2
Periodo di riferimento per le azioni sismiche strutturali:	$V_R = V_N \times C_U = 100$ anni
CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO	
Topografia:	T2
Coefficiente Topografico:	ST = 1.2
Categoria Suolo:	B

Opera	Long	Lat	SLV (712 anni)			SLC (1462 anni)		
			ag	Fo	Tc	ag	Fo	Tc
Ponte Rione Borgato	7.81666	44.38106	0.091	2.692	0.315	0.110	2.769	0.331

Per il ponte in Rione Borgato che si ubica in corrispondenza di una incisione terrazzata più accentuata si considera prudentemente una categoria topografica T2 con coefficiente di amplificazione topografica 1,2.

Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	_____	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Considerando la modesta lunghezza dell'opera e considerando che la tipologia del terreno è costante lungo tutto lo sviluppo, è stato adottato il medesimo spettro in ogni punto del ponte.

Definizione dello spettro

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLD

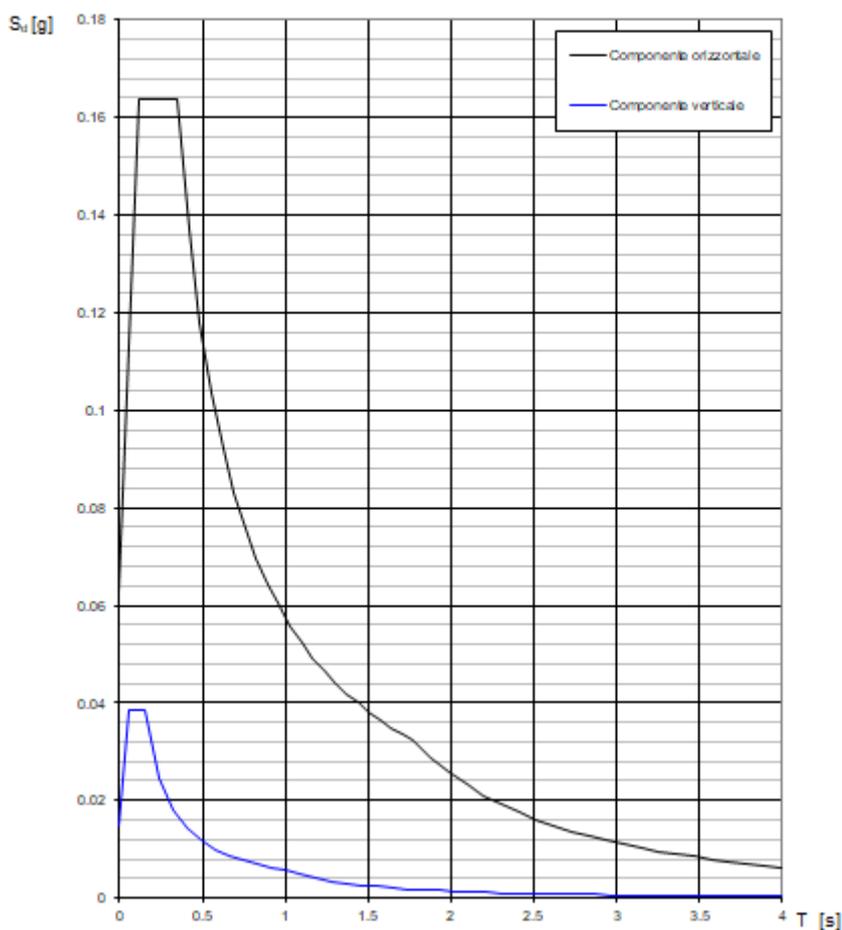


Figura 6 - Spettro di risposta elastico per lo Stato Limite di Danno

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

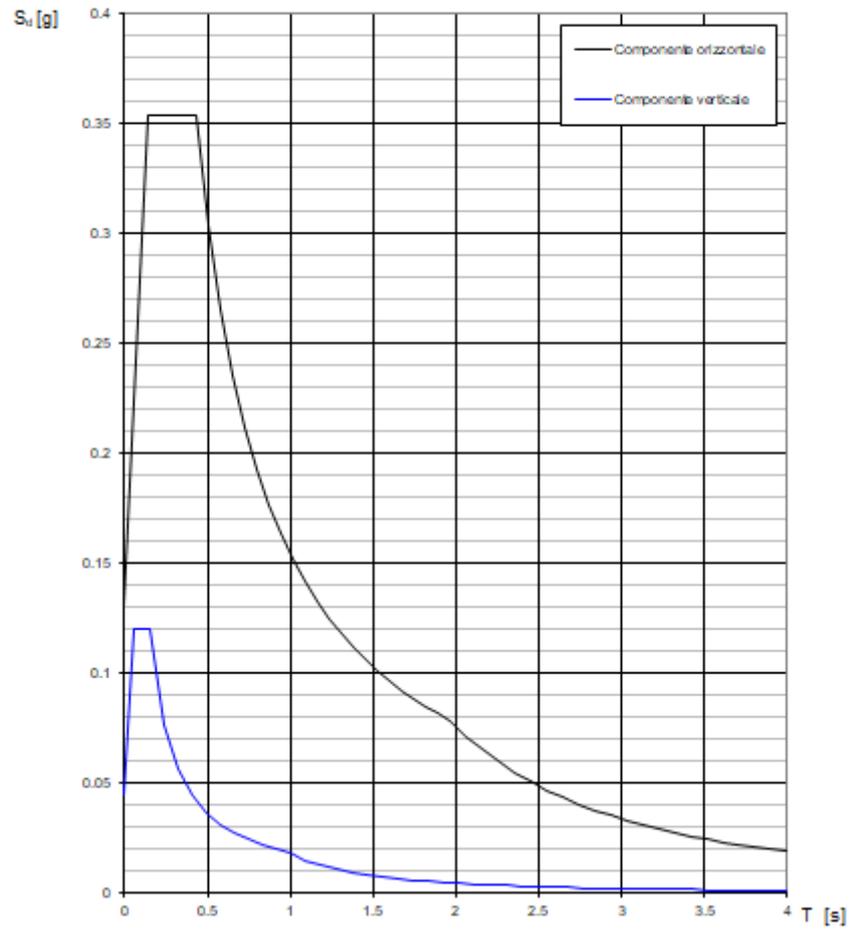


Figura 7 - Spettro di risposta elastico per lo Stato Limite della Vita

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLC

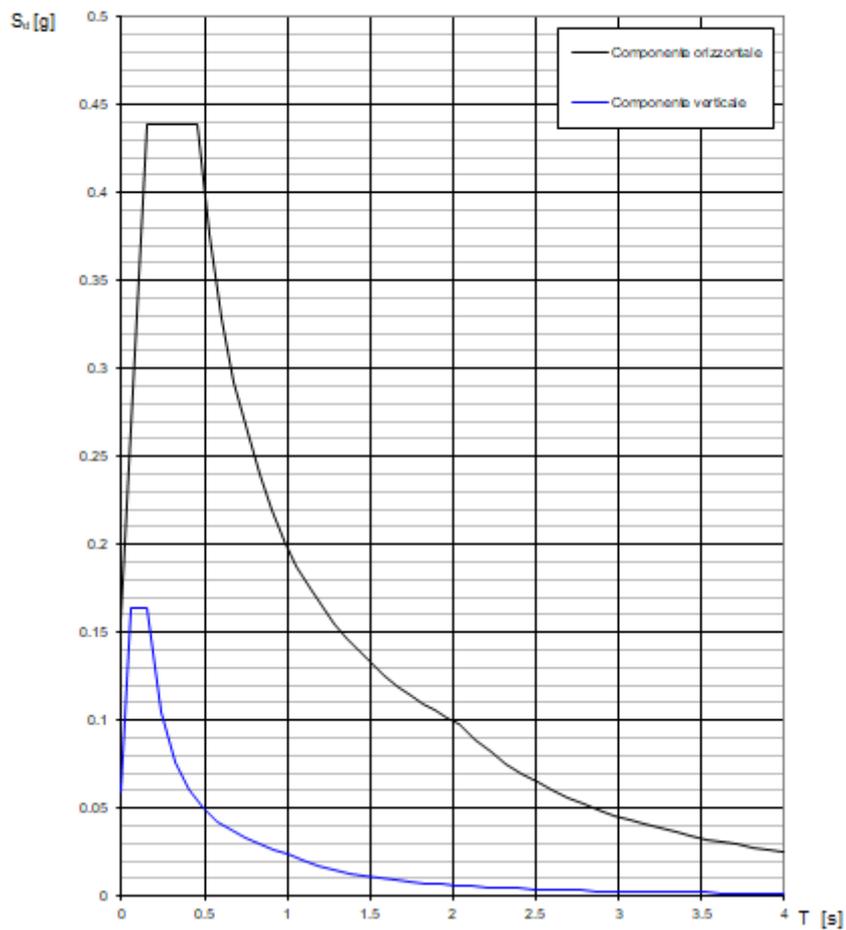


Figura 8 - Spettro di risposta elastico per lo Stato Limite di Collasso

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Peso proprio delle strutture (G_1)

Il peso proprio strutturale è così definito:

g1 Pesì propri

A. getto soletta	$25.00 \text{ kN/m}^3 \times 25.4 \text{ cm} =$	6.35 kN/m^2
B. predalle acciaio	$78.50 \text{ kN/m}^3 \times 0.6 \text{ cm} =$	0.47 kN/m^2
C. peso impalcato		da modello

Il peso proprio dell'impalcato è stato opportunamente incrementato in modo da simulare il peso di tutti gli elementi secondari non modellati, quali pioli, irrigidimenti, ecc... la misura di tale incremento è compresa entro il 10% del peso totale della carpenteria dell'impalcato.

I carichi sono applicati come azione distribuita linearmente su ciascun elemento strutturale modellato.

6.2 Carichi permanenti non strutturali (G_2)

Il carico permanente è così definito:

g2 Pesì permanenti portati

A. pavimentazione	$24.00 \text{ kN/m}^3 \times 11 \text{ cm} =$	2.64 kN/m^2
B. cordoli	$25.00 \text{ kN/m}^3 \times 20 \text{ cm} =$	5.00 kN/m^2
D. guard-rail laterali	$1.50 \text{ kN/m} \times 2 =$	3.00 kN/m
G. Velette/Carter	$2.50 \text{ kN/m} \times 2 =$	5.00 kN/m

I carichi sono applicati come azione distribuita linearmente sulle travi in funzione di una analisi preliminare secondo la metodologia "Courbon".

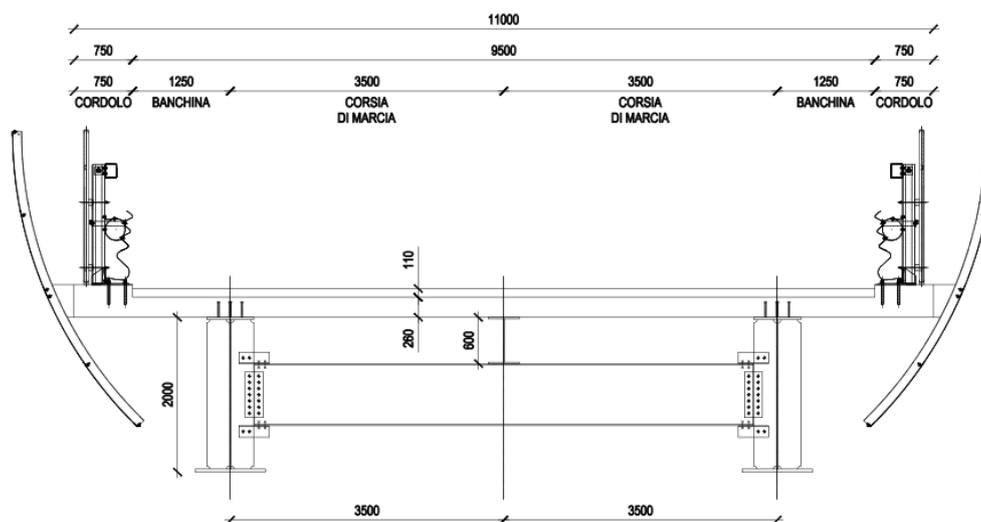


Figura 9 – Sezione trasversale tipica

6.3 Effetti di ritiro e viscosità dei calcestruzzi (ϵ_2)

La deformazione totale da ritiro si può esprimere, in sede di progettazione, come una contrazione termica derivante da un Δt differenziale. Il calcestruzzo utilizzato, senza additivi, presenterebbe le seguenti caratteristiche:

RITIRO			
Classe di Resistenza	C35/45		R_{ck} 45 Mpa
RH - umidità relativa	70%		
f_{ck}	35	MPa	
f_{cm}	43	MPa	resistenza media cilindrica
f_{ctm}	3.21	MPa	resistenza media a trazione assiale
f_{cfm}	3.85	MPa	resistenza media a trazione per flessione
E_c	34077	MPa	modulo elastico istantaneo
Classe cemento	N	-	cemento standard
ϵ_{cd}	3.41E-04		deformazione di base di ritiro per essiccamento
K_h	0.700		
$\epsilon_{cd,inf}$	2.39E-04		deformazione di ritiro per essiccamento
$\epsilon_{ca,inf}$	6.25E-05		deformazione per ritiro autogeno
α	1.00E-05		coefficiente di dilatazione termica del cls ($^{\circ}C^{-1}$)
ϵ_{cs}	3.01E-04		deformazione totale per ritiro
il ritiro è equivalente ad una contrazione termica derivante da un Δt pari a :			
Δt	30	$^{\circ}C$	

6.4 Effetti delle variazioni termiche (ϵ_3)

I valori rappresentativi delle azioni termiche sono stati stimati attraverso due componenti:

- Componente di temperatura *uniforme*, secondo quanto specificato nel par. 3.5.2 delle NTC 2018, si ha:

Zona I

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.1]$$

$$T_{max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.2]$$

Pertanto:

$$T_{min} = -16.6 \text{ } ^{\circ}C$$

$$T_{max} = 39.6 \text{ } ^{\circ}C$$

$$T_0 = 15 \text{ } ^{\circ}C$$

$$\Delta T_{contr} = -16.6 - 15 = -31.6 \text{ } ^{\circ}C$$

$$\Delta T_{exp} = 39.6 - 15 = 24.6 \text{ } ^{\circ}C$$

Per quanto riguarda la definizione degli scorrimenti di appoggi e giunti, inoltre, in riferimento al paragrafo C5.1.4.5 della Circolare NTC 2018, a tali componenti deve essere sommata un'ulteriore quota legata alle procedure di installazione degli apparecchi:

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0$$

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0$$

$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la misurazione accurata della temperatura della struttura e con prerogolazione per effetti termici a fine costruzione.
$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	
$\Delta T_0 = 10^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la stima della temperatura della struttura e
$\Delta T_0 = 15^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	con prerogolazione per effetti termici a fine costruzione. Per stima della temperatura della struttura si intende la valutazione secondo quanto indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5 con una accurata misura della temperatura dell'aria esterna.
$\Delta T_0 = 20^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione senza alcuna prerogolazione per effetti termici.
$\Delta T_0 = 30^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	

Nel caso in esame si è applicato un ΔT_0 pari a 20°C (Strutture in acciaio/cls senza alcuna prerogolazione per effetti sismici).

- Componente di temperatura *differenziale*, per la quale si è fatto ricorso al prospetto 6.1 contenuto nell'EC1-1-5

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

I valori del "tipo 1" sono stati applicati agli elementi dell'arco, quelli del "tipo 2" sono stati applicati agli elementi dell'impalcato metallico.

Si è tenuto conto della simultaneità delle azioni uniformi e differenziali utilizzando la più severa delle due formule di combinazione riportate nell'EC1-1-5 al par. 6.1.5:

$$\Delta T_M + \omega_N \Delta T_N$$

$$\omega_M \Delta T_M + \Delta T_N$$

In cui si ha $\omega_N = 0.35$ e $\omega_M = 0.75$.

6.5 Effetti dovuti alla viscosità (ϵ_4)

Dei fenomeni viscosi si tiene conto nella definizione delle sezioni. Ciò porta alla caratterizzazione delle differenti rigidità che la struttura mista assume nelle diverse fasi temporali di lavoro (fase 2 a lungo termine e fase 3 a breve termine). Le NTC, al paragrafo 11.2.10.7, rimandano all'UNI EN 1992-1-1 per valutazioni accurate del coefficiente di viscosità a tempo infinito; i coefficienti di viscosità a tempo infinito vengono dunque valutati secondo il procedimento descritto nell'appendice B.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad \text{Coefficiente di viscosità}$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad \text{Coefficiente nominale di viscosità}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{MPa}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{MPa}$$

Con:

RH umidità relativa in %;

$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$ coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità

$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$ coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità.

$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3}$ coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico

t età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato;

t₀ età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico; t - t₀ la durata non corretta del carico, in giorni;

β_H coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h₀ in millimetri):

$$\beta_H = 1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{MPa (B.8)}$$

$$\beta_H = 1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} \geq 35 \text{MPa}$$

L'effetto del tipo di cemento sul coefficiente di viscosità può essere considerato modificando l'età del carico t₀ nell'espressione (B.5) secondo la seguente espressione:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5$$

Con:

t_0, T età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico

α esponente che dipende dal tipo di cemento:

= -1 per cemento di classe S;

= 0 per cemento di classe N;

= 1 per cemento di classe R.

COEFFICIENTE DI OMOGENEIZZAZIONE - CARICHI PERMANENTI		UNI EN 1994-2:2006, UNI EN 1992-1-1:2005	
t	1,00E+15	giorni - età del calcestruzzo al momento considerato	
t_0	28	giorni - tempo di messa in carico	
tipo di carico	carichi permanenti		
ψ_L	1,1	moltiplicatore del fattore di viscosità	
n	17,02	coefficiente di omogeneizzazione	
E_{cinf}	12338	MPa modulo elastico modificato	
$\phi(t, t_0)$	1,602	ϕ_0	1,602
		$\beta_c(t, t_0)$	1,000
		ϕ_{Rh}	1,316
		β_H	767
		α_1	0,866
		α_3	0,902
		α_2	0,960
		β_{fcm}	2,562
		β_{t0}	0,475
		Influenza temperatura	20
		$T(\Delta t_i)$ [°C]	27,95
		tT	1,00
		$t_{0,corr}$	32,41

6.6 Effetti dei cedimenti differenziali (ϵ_5)

Gli effetti dei cedimenti differenziali degli appoggi sono stati analizzati imponendo una variazione di quota degli stessi pari ad 1/2000 della luce della campata adiacente all'appoggio, utilizzando le formule:

$$i\text{-esima pila: } \delta_i = \frac{(l_{i-1} + l_i)}{2} \cdot \frac{1}{2000}$$

$$i\text{-esima spalla: } \delta_i = \frac{l_i}{2} \cdot \frac{1}{2000}$$

l_{i-1} = lunghezza campata precedente;

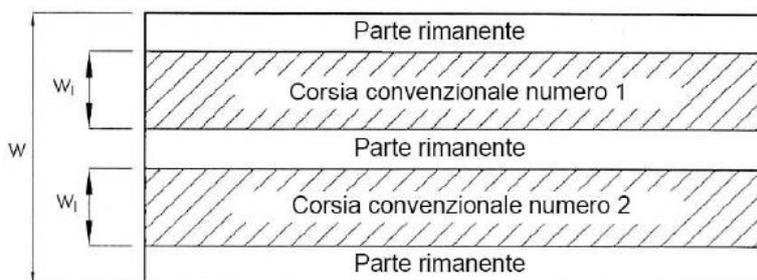
l_i = lunghezza campata seguente.

In particolare vengono considerate due condizioni di carico che prevedono il cedimento alternato delle pile non adiacenti, in modo da massimizzare i momenti massimi in pila

6.7 Carichi mobili (q_1)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 NTC2018, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto di Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I NTC2018.



Larghezza di carreggiata "w"	Numero corsie convenzionali	Larghezza corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5.40$ m	$n_i = 1$	3.00	$(w - 3.00)$
$5.4 \leq w < 6.0$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6.0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3.00	$w - (3.00 \times n_i)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli.

La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

6.7.1 Schema di carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

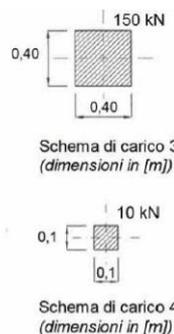
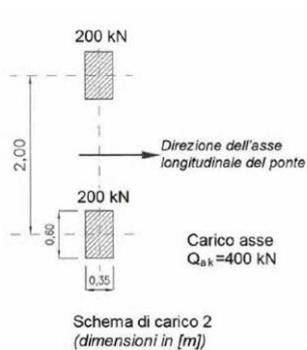
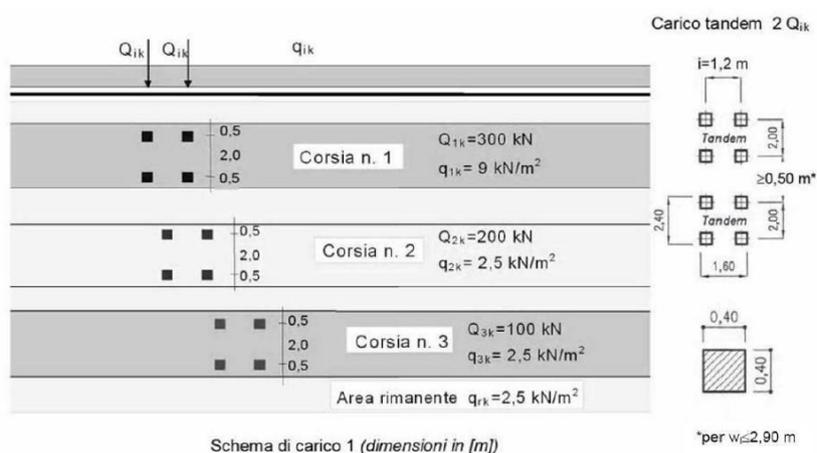
Schemi di Carico 6.a, b, c: in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$ previsti dal D.M. 17.1.2018.

6.7.2 Categoria stradale

Il ponte in oggetto è definito di Categoria 1°.

6.7.3 Disposizione delle corsie di carico

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1ª Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.



In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli.

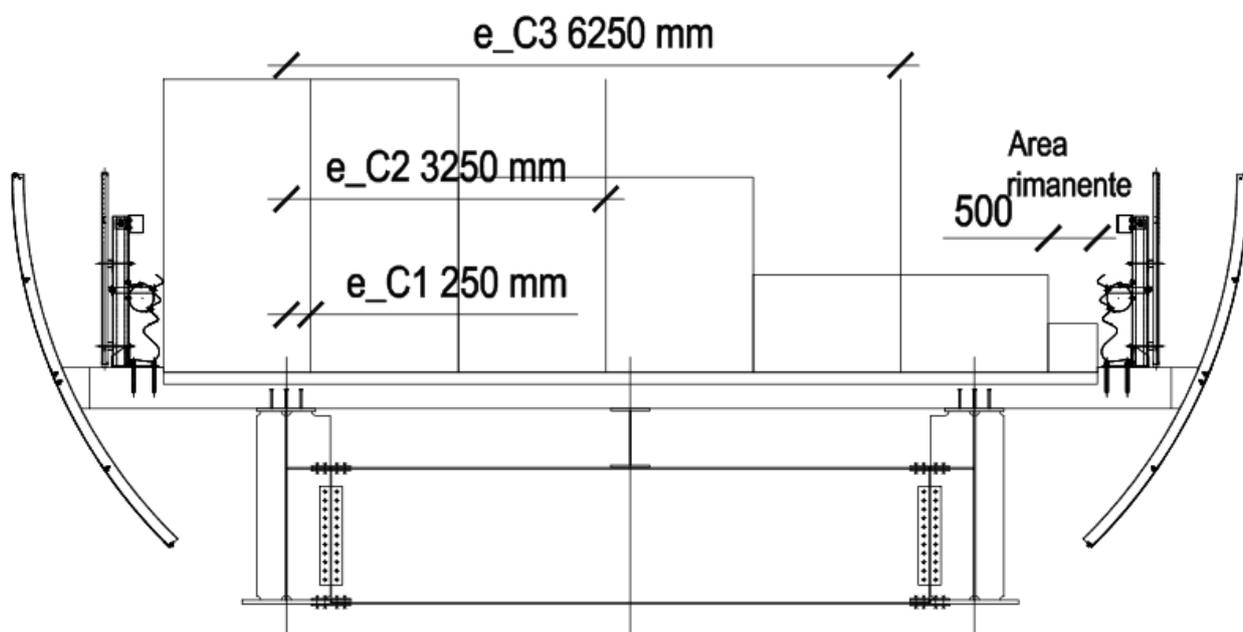
La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 2, ecc.

Per i ponti di 1° Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (D.M. 17.1.2018):

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

L'analisi della disposizione in senso longitudinale dei carichi mobili che massimizzino le sollecitazioni su ogni singolo elemento strutturale principale è automaticamente svolta dal programma di calcolo una volta assegnate le caratteristiche in termini di geometria, posizione e pesi di ciascuna colonna di carico. Per quanto riguarda la disposizione trasversale dei carichi, le condizioni peggiori sono rappresentate nelle immagini seguenti:



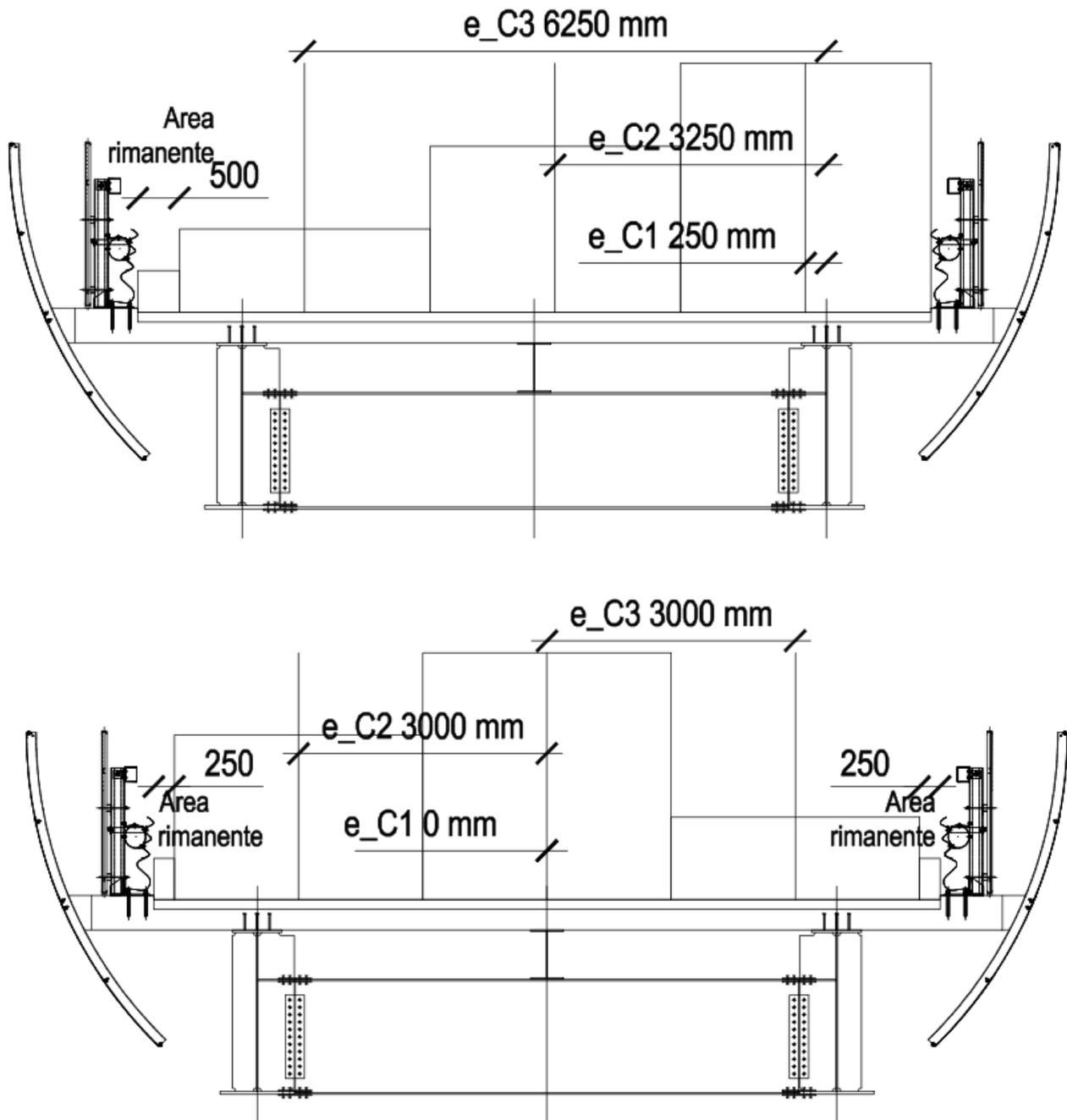


Figura 10 – Combinazione più significative di carico mobile

6.7.4 Carico da traffico per verifiche a fatica

Con riferimento a quanto prescritto dalle NTC 2018, in funzione del limitato carico di traffico previsto per il ponte, le verifiche vengono condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di carico di fatica semplificato 3, riportato nella figura sottostante, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso 120 kN:

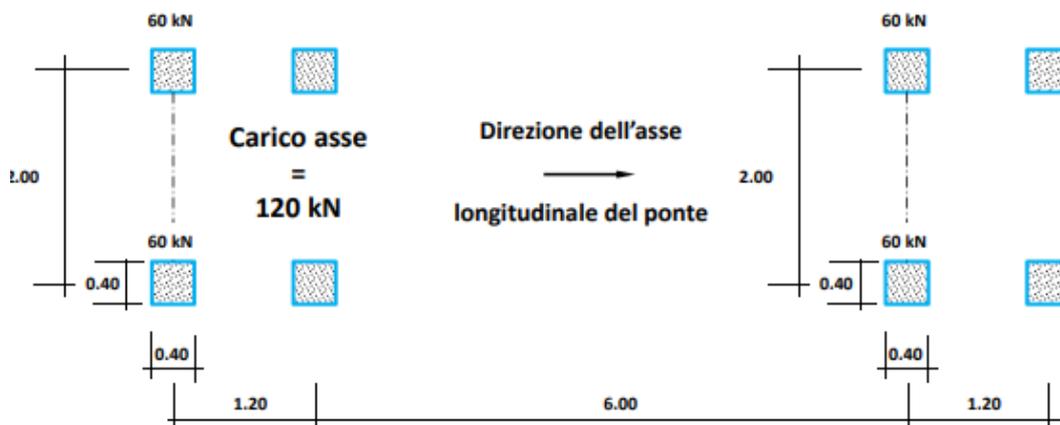


Figura 11 – Carico mobile di fatica 3

Il modello di carico di fatica 3, considerato in asse alla corsia convenzionale, può essere utilizzato per le verifiche col metodo 0, o metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente. Per la determinazione dei coefficienti di danneggiamento equivalente, che devono essere specificamente calibrati sul predetto modello di carico di fatica 3, si fa riferimento alle norme UNI EN1994-2.

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 – Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2.0×10^6
2 – Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0.5×10^6
3 – Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0.125×10^6
4 – Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0.05×10^6

Vita utile opera	100	anni
Tipologia di verifica	danneggiamento	
Modello di carico	3	singolo autocarro standard
Traffico annuo	1.25E+05 veicoli	
m	5	pendenza della curva di resistenza a fatica - travi
m	8	pendenza della curva di resistenza a fatica - pioli
γ_{FF}	1	coeff. parziale sui carichi di fatica (UNI EN 1993-2:2006, par. 9.3.(1))
γ_{Mf}	1.35	coeff. parziale sui carichi di fatica (UNI EN 1993-1-9:2005, par. 3.(7), DM 14/01/2008 par. 4.2.2.1 tab. 4.2.IX)
$\gamma_{Mf,s}$	1	coeff. parziale sulle resistenze a fatica in esercizio (UNI EN 1994-2:2005, par.2.4.1.2.(6))

Calcolo del coefficiente di danno equivalente (UNI EN 1994-2:2005, par.6.8.6.2)

Con riferimento a UNI EN 1993-2:2006, par. 9.5.2

Traffico interessante la strada servita dal ponte	Traffico locale	NTC2008, tab.5.1.VIII
Categoria di traffico	Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta entità	NTC2008, tab.5.1.X
Vita di progetto del ponte	100 anni	
Lunghezza campata	45 m	
$\lambda_{v,2}$	0.467 <i>fattore di danno per volume di traffico - UNI EN 1993-2:2006 par. 9.5.2.(3)</i>	
$\lambda_{v,3}$	1.000 <i>fattore di danno per la vita di progetto del ponte - UNI EN 1993-2:2006 par. 9.5.2.(5)</i>	
$\lambda_{v,4}$	1.000 <i>fattore di danno per il traffico sulle corsie secondarie - UNI EN 1993-2:2006 par. 9.5.2.(6)</i>	
$\lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$	0.467 fattore di danno	

Il fattore di danno sopra esplicitato deve inoltre essere moltiplicato per il coefficiente λ_1 , valutato per ciascun concio, in quanto dipendente dalla posizione della sezione di verifica e dalla lunghezza della campata interessata.

Il fattore di danno così composto viene quindi applicato alle massime differenze di tensione indotte dallo spettro di carico nel dettaglio valutato.

6.8 Azione longitudinale di frenamento o accelerazione (q_3)

q3 Accelerazione/frenamento

L	301.2	m	lunghezza del ponte
w_1	3.00	m	larghezza corsia 1
Q_{1k}	300	kN	peso asse tandem 1
q_{1k}	9.00	kN/m ²	peso distribuito corsia 1

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

q_3	900	kN	azione accelerazione/frenamento
-------	-----	----	---------------------------------

L'azione longitudinale di frenamento o accelerazione è stata applicata al piano della pavimentazione, sono stati, quindi, valutati gli effetti di tale componente sull'impalcato e sui vincoli considerando tale eccentricità.

6.9 Forza centrifuga (q_4)

q4 Azione centrifuga

R	70	m	raggio di curvatura del ponte
Q_v	1200	kN	carico totale assi tandem (ΣQ_{ik})
q_4	240	kN	azione accelerazione/frenamento

Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

6.10 Azione del vento (q_5)

Il calcolo dell'azione dovuta al vento è svolto secondo quanto riportato al par. 3.3 delle NTC18 e al paragrafo 8.3 delle UNI EN 1991-1-4.

q5 Vento

Zona geografica	1		<i>Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. di Trieste)</i>
$v_{b,0}$	25	m/s	<i>velocità di riferimento</i>
a_0	1000	m	<i>altitudine di riferimento</i>
k_a	0.400	1/s	<i>parametro di riferimento</i>
a_s	395	m	<i>altitudine sito</i>
T_r	100	anni	<i>periodo di ritorno</i>
c_r	1.04	-	<i>coeff.correttivo legato al T_r</i>
$v_b(T_r)$	25.98	m/s	<i>velocità di riferimento di progetto</i>
q_b	422	N/m²	<i>pressione cinetica di riferimento</i>

Classe di rugosità **D** *Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole,*

Distanza dalla costa Terra oltre 30 Km e $h < 500$ m

Categoria esposizione **II**

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

c_t 1.00 - *coeff. topografico*
 c_e 2.35 - *coeff. di esposizione*
 c_d 1.00 - *coeff. dinamico*

Parametri per il calcolo dell'altezza esposta al vento

Tipologia		Altezza
Altezza media impalcato metallico		2.00 m
Barriera fonoassorbente sx	forata	2.00 m
Altezza barriere stradali sx	forata	1.10 m
Barriera fonoassorbente dx	forata	2.00 m
Altezza barriere stradali dx	forata	1.10 m
Altezza della soletta		0.26 m
Delta per variazione pendenza		0.39 m
Altezza della pavimentazione		0.11 m
Delta altezza marciapiede		0.20 m
Altezza della colonna di carico		3.00 m

Altezze di riferimento

Ponte carico	5.76 m
Ponte scarico	4.05 m

Le altezze sopra riportate sono riferite alla condizione di ponte carico e di ponte scarico e comprendono, oltre all'altezza della sezione composta (comprensiva di travi metalliche, soletta, incremento di altezza dato dalla pendenza trasversale, spessore della pavimentazione o spessore dei cordoli), per la configurazione a ponte carico l'altezza del mezzo fissata dalla norma in 3 m e, per la configurazione a ponte scarico, 30 cm per ogni barriera o parapetto forati presenti (2 per lato).

I coefficienti sotto riportati sono stati calcolati in accordo al paragrafo 8.3.1 delle UNI EN 1991-1-4:

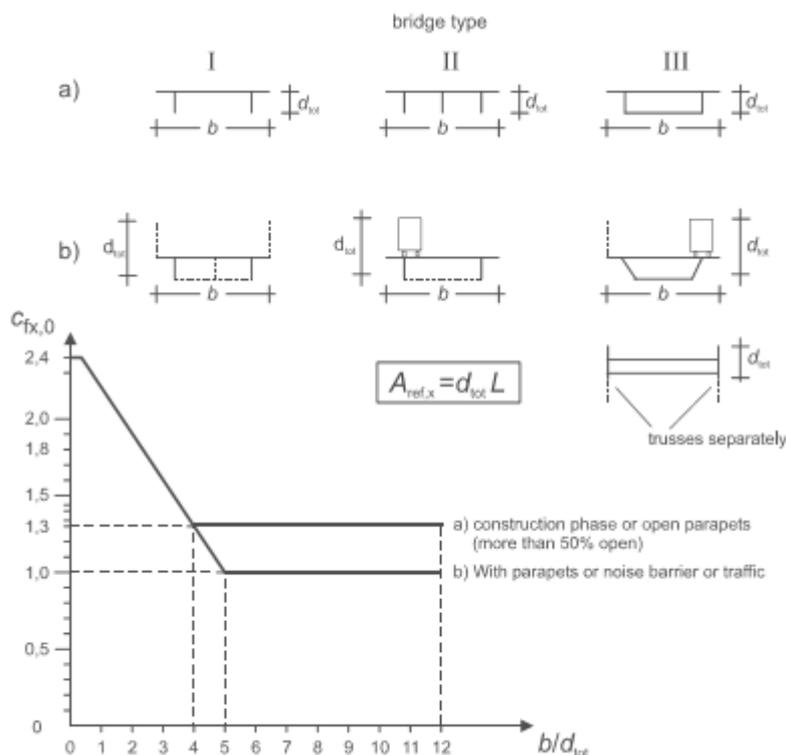


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges, $c_{fx,0}$

Valori di pressione orizzontale e verticale

h_{pc}	5.76	m	altezza investita dal vento, ponte carico
$C_{p,pc}$	1.89	-	coeff. di forma (o aerodinamico), ponte carico
$q_{5,pc}$	1.87	kN/m²	pressione di progetto a ponte carico
h_{ps}	4.05	m	altezza investita dal vento, ponte scarico
$C_{p,ps}$	1.62	-	coeff. di forma (o aerodinamico), ponte scarico
$q_{5,ps}$	1.60	kN/m²	pressione di progetto a ponte scarico

6.11 Azione del sisma (q_6)

Per quanto concerne la definizione delle sollecitazioni indotte dall'azione sismica, si è proceduto eseguendo l'analisi modale e applicando gli spettri di progetto precedentemente definiti.

Per quanto riguarda il sisma agente in direzione longitudinale, l'azione viene completamente assorbita dalla spalla SpA; in tale direzione si è scelto di applicare un fattore di struttura q pari a 1 (si applica quindi lo spettro elastico), in quanto, data la configurazione geometrica della spalla stessa, non si ritiene di poter attingere a fenomeni di duttilità associati a tale azione.

Per quanto riguarda il sisma agente in direzione trasversale, l'azione è ripartita sulle spalle e sulla pila. Anche in tale direzione si è scelto di applicare un fattore di struttura q pari a 1 (si applica quindi lo spettro elastico), in quanto sia le spalle che la pila (un setto in c.a. alto circa 7 m e avente dimensione in direzione trasversale all'impalcato pari a 9 m) non offrono garanzie riguardo alla manifestazione di fenomeni di duttilità in tale direzione.

6.12 Resistenze parassita dei vincoli (q_7)

Secondo le indicazioni del D.M.17.1.2018 nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli apparecchi di appoggio e dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli. Nel caso di appoggi scorrevoli, dette forze andranno valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti. In fase di progettazione si considera una resistenza parassita orizzontale dei vincoli pari al 3% della reazione verticale, tale valore è stato verificato con i dati forniti dal produttore degli appoggi.

6.13 Azioni sui parapetti – urto di un veicolo in svio (q_8)

Secondo le indicazioni del D.M. 17.1.2018 l'altezza dei parapetti non può essere inferiore a 1.10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1.5 kN/m applicata al corrimano. Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0.50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove $h_1 =$ (altezza della barriera – 0.10m) , $h_2 = 1.00$ m. Ai sensi del D.M. 17.1.2018 nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato costituito dallo schema di carico II, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa. Tale condizione non è però dimensionante per la statica globale dell'impalcato e sarà considerata nella relazione di calcolo della soletta.

6.14 Azioni sull'impalcato - urto di un veicolo (q_9)

Secondo le indicazioni del D.M. 17.1.2018 le azioni da urto da traffico veicolare sotto ponti hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. In questo caso non sono previste strade al di sotto dell'impalcato, pertanto tale azione si considera nulla.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

7.1 Combinazioni per gli SLU

Con riferimento al §5.1.3.14 del D.M. 17.1.2018, ed alle tabelle riportate nel seguito, si sono impiegate nei calcoli di verifica le seguenti combinazioni allo SLU.

Combinazione tipo:

$$1.35 g_1 + 1.5 g_2 + 1.35 q_{1A,i} + 0.9 q_{52} + 1.2 \varepsilon_2$$

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nel D.M. 17.1.2018 (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6 - forze orizzontali - carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i "gruppi di azioni" definiti nella tabella seguente.

Ognuno dei "gruppi di azioni", indipendente dagli altri, deve essere considerato come azione caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte.

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3 del D.M. 17.1.2018, sono espresse complessivamente dalle seguenti relazioni:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato;

P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;

γ_G, γ_P, γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni agli SLU;

ψ₀, ψ₂ sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili;

I valori dei coefficienti ψ₀, γ_G, γ_P, γ_Q sono riportati nelle tabelle sottostanti:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

7.2 Combinazioni per gli SLE

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE, sono invece espresse dalla seguente relazione di limitazione delle tensioni, in combinazione di carico caratteristica

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

8 ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO

8.1 Analisi statica globale

Il viadotto in oggetto è stato studiato analizzando le travi principali con un modello strutturale a graticcio di travi dotato di inerzie flessionali variabili a seconda della fase. In particolare ad ogni elemento trave sono state assegnate aree e inerzie nei piani principali, in base alla sezione in acciaio e alla relativa larghezza collaborante di analisi.

Per quanto riguarda le travi principali, trattandosi di un sistema in acciaio misto calcestruzzo, è necessario in linea di principio prendere in considerazione sia le differenti fasi di costruzione dell'opera, sia l'evoluzione nel tempo della sua rigidità a causa degli effetti reologici del calcestruzzo (viscosità).

La valutazione delle sollecitazioni e deformazioni massime viene effettuata facendo riferimento a tre configurazioni principali in cui la struttura viene a trovarsi nel tempo, corrispondenti alla sequenza di costruzione ed al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

8.2 Modellazione dei materiali

Per l'analisi elastica globale i materiali costituenti la struttura sono considerati elastici omogenei ed isotropi e con comportamento lineare.

Acciaio

$E = 210000 \text{ MPa}$	modulo di elasticità
$\nu = 0.30$	coefficiente di Poisson
$G = 80769 \text{ MPa}$	modulo di elasticità trasversale
$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$	coefficiente di espans. termica lineare
$\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$	densità

Calcestruzzo

E	modulo di elasticità (valori dipendenti dalla fase di analisi come spiegato in seguito)
$\nu = 0.20$	coefficiente di Poisson
$\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$	coefficiente di espansione termica lineare
$\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$	densità

8.3 Fasi di calcolo per gli elementi con sezione mista acciaio-calcestruzzo

La verifica dell'impalcato viene svolta con riferimento a tre differenti fasi temporali, per ciascuna delle quali vengono sommati gli effetti prodotti dalle differenti azioni ciascuna agente sulla configurazione strutturale di competenza, come descritto di seguito:

Fase 1 : La sezione resistente è costituita dalla sola parte metallica.

Fa riferimento alla posa in opera della carpenteria metallica e l'esecuzione del getto della soletta; si considera pertanto agente il peso proprio della struttura metallica e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte (g_1).

Fase 2 : La sezione resistente è costituita dalla sezione composta acciaio-calcestruzzo a lungo termine (t_{inf}).

Viene utilizzata per valutare a lungo termine gli effetti delle seguenti azioni permanenti considerate a progetto:

g_2 carichi permanenti portati (pavimentazione, sicurvia, cordoli, parapetti, ecc..)

ε_1 distorsioni e pre-sollecitazioni di progetto

ε_2 ritiro del calcestruzzo

ε_4 effetti viscosi del calcestruzzo

ε_5 cedimenti differenziali dei vincoli

Gli effetti della deformazione viscosa del calcestruzzo sull'impalcato da ponte vengono presi in considerazione usando differenti moduli di omogeneizzazione n_L per il calcestruzzo dipendenti dal tipo di carico applicato. Vengono in tal modo a definirsi differenti configurazioni strutturali di calcolo a lungo termine.

Per computare i fenomeni "lenti" associati ai carichi permanenti g_2 , si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo a tempo infinito $E_{inf,1}$ a cui corrisponde un coefficiente di omogeneizzazione $n_{inf,1}$.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi lenti in quanto concomitanti agli effetti viscosi; per tale motivo essi vengono valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione in fase 2, per essi si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo a tempo infinito $E_{inf,3}$ a cui corrisponde un coefficiente di omogeneizzazione $n_{inf,3}$.

Fase 3 : La sezione resistente è costituita dalla sezione composta acciaio-calcestruzzo a breve termine (t_0).

Viene utilizzata per valutare a breve termine le seguenti azioni permanenti e variabili considerate a progetto:

g_2 carichi permanenti portati (per azioni statiche e dinamiche sotto sisma)

ε_3 variazioni termiche differenziali

q_1 carichi mobili

q_2 effetto dinamico dei carichi mobili

q_5 azioni del vento

q₆ azioni sismiche

q₈ azioni sui parapetti

Gli effetti prodotti dai sopra elencati carichi vengono calcolati adottando un valore del modulo elastico del calcestruzzo a breve termine E_0 a cui corrisponde il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali n_0 .

L'analisi strutturale delle travi principali è stata eseguita impiegando i seguenti modelli di calcolo:

G: file di analisi di FASE 1

-carico di peso proprio Acciaio + Soletta

-caratteristiche statiche del solo acciaio

P: file di analisi di FASE 2

-carico di pavimentazione, marciapiedi e guard-rails

-caratteristiche statiche di Acciaio + Soletta con n di fase 2

R: file di analisi di FASE 2

-effetti di ritiro

-caratteristiche statiche di Acciaio + Soletta con n di fase 2 per ritiro

T: file di analisi di FASE 3

- effetti dovuti a variazione termica differenziale discorde al ritiro

- caratteristiche statiche di Acciaio + Soletta con n di fase 3

M: file di analisi di FASE 3

- effetti legati all'azione dei carichi mobili viaggianti

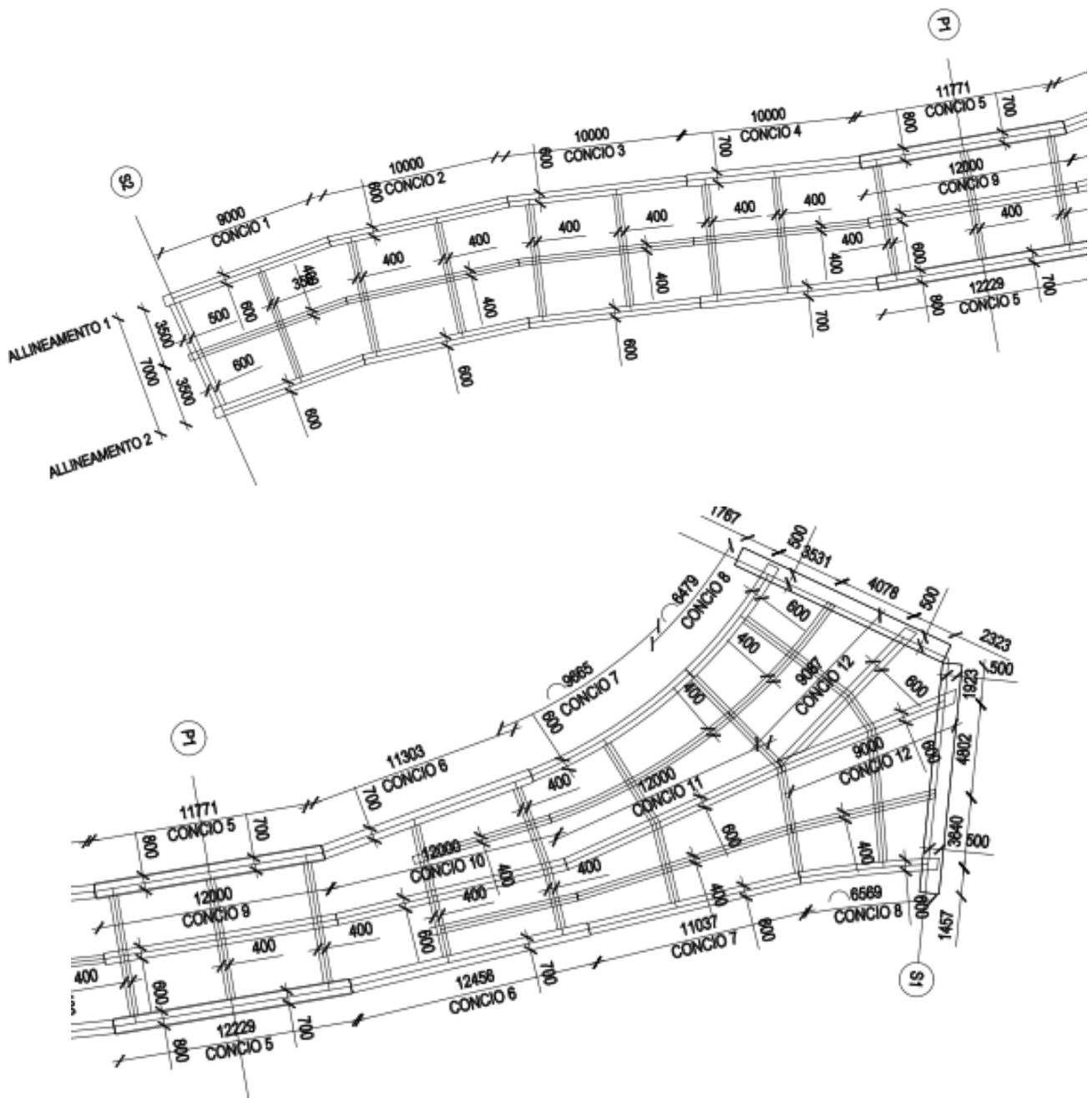
- caratteristiche statiche di Acciaio + Soletta con n di fase 3

9 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

9.1 Sollecitazioni caratteristiche

L'impalcato è suddiviso in 12 conchi di lunghezza compresa fra 10 e 12m. Le due travi principali sono di altezza pari a 2 m. La numerazione dei conchi di calcolo coincide con quella dei conchi strutturali.

Lo schema di suddivisione degli elementi, al quale si fa riferimento nelle seguenti tabelle riportanti le sollecitazioni caratteristiche, nonché nei paragrafi successivi inerenti le verifiche, è il seguente:



CONCIO 1						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	0	0	-0	-4	-	0
Taglio	562	353	1 347	131	-	14
M. flettente	6 743	4 069	13 771	2 900	-	132
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	0	0	1	-7	-	-
Taglio	891	521	249	137	-	14
M. flettente	-0	-0	-2 301	1 626	-	-0
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	0	0	0	-7	-	0
Taglio	891	521	1 639	137	-	14
M. flettente	1 134	664	2 135	1 795	-	132

CONCIO 2						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	0	0	-0	-6	-	0
Taglio	35	24	375	67	-	11
M. flettente	7 912	4 987	18 329	2 550	-	242
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	0	-0	1	-10	-	-
Taglio	257	146	210	109	-	-
M. flettente	2 837	1 575	-4 334	550	-	-
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	0	0	-0	-10	-	0
Taglio	292	189	900	109	-	11
M. flettente	7 077	4 286	12 759	678	-	242

CONCIO 3						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	0	0	-0	-7	-	0
Taglio	384	191	532	115	-	5
M. flettente	7 752	4 983	18 329	1 860	-	296
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	0	-0	1	-15	-	-
Taglio	428	205	140	55	-	-
M. flettente	1 285	1 103	-5 653	12	-	-
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	1	0	0	-7	-	-
Taglio	749	385	1 170	121	-	13
M. flettente	2 945	2 559	8 583	1 179	-	205

CONCIO 4						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	1	1	-1	-7	-	-
Taglio	852	441	1 131	123	-	11
M. flettente	2 211	2 183	12 284	697	-	370
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	1	1	2	-7	-	-
Taglio	1 169	604	595	103	-	-
M. flettente	-7 830	-2 986	-7 774	-459	-	-
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	1	1	0	-7	-	-
Taglio	1 169	604	1 538	123	-	13
M. flettente	-6 732	-2 418	-809	697	-	271

CONCIO 5						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	1	-0	-0	-30	-	-
Taglio	974	472	1 048	278	-	4
M. flettente	-3 579	-1 548	3 539	-1 977	-	393
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	1	1	1	-24	-	-
Taglio	1 282	685	1 537	42	-	-
M. flettente	-14 880	-6 738	-12 966	-3 590	-	-
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	1	1	1	-30	-	0
Taglio	1 463	688	1 727	278	-	29
M. flettente	-13 460	-6 070	-8 083	-1 977	-	221

CONCIO 6						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	2	-0	0	53	-	-
Taglio	343	149	532	131	-	15
M. flettente	3 622	1 737	8 235	2 621	-	324
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	1	1	0	-6	-	-
Taglio	852	389	600	131	-	-
M. flettente	-6 875	-3 020	-6 702	-86	-	-
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	1	-0	0	-39	-	0
Taglio	887	421	1 183	170	-	18
M. flettente	-2 657	-1 113	-165	1 081	-	195

CONCIO 7						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	2	-0	0	58	-	-
Taglio	37	21	274	10	-	9
M. flettente	3 803	1 785	8 282	2 943	-	182
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	2	1	-0	177	-	-
Taglio	245	104	182	121	-	-
M. flettente	-439	-226	-2 649	1 274	-	-
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	2	0	0	176	-	0
Taglio	245	124	816	125	-	10
M. flettente	-287	1 394	5 211	1 646	-	90

CONCIO 8						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	1	0	1	33	-	0
Taglio	315	139	729	2	-	11
M. flettente	3 005	1 279	5 277	2 943	-	81
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	-	-	0	110	-	-
Taglio	274	98	164	63	-	-
M. flettente	-	-	-996	2 482	-	-
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	0	0	0	69	-	-
Taglio	660	271	1 078	66	-	14
M. flettente	386	159	683	2 900	-	8

CONCIO 9						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	-2	-1	-1	31	-	-0
Taglio	469	217	642	93	-	17
M. flettente	-370	-282	2 562	-199	-	185
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	-2	-1	0	37	-	-
Taglio	691	327	438	167	-	-
M. flettente	-3 772	-1 871	-3 583	-1 758	-	-
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	-2	-1	-1	37	-	-0
Taglio	691	327	971	167	-	17
M. flettente	-3 098	-1 552	-740	-1 591	-	185

CONCIO 10						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	-4	-1	-3	41	-	-0
Taglio	517	259	840	92	-	3
M. flettente	3 774	2 388	12 097	1 142	-	226
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	-3	-1	1	310	-	-
Taglio	560	314	97	5	-	-
M. flettente	-2 740	-1 085	-5 222	477	-	-
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	-4	-1	-2	41	-	-0
Taglio	662	340	1 015	92	-	9
M. flettente	410	662	3 243	1 142	-	194

CONCIO 11						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	-5	-1	-4	380	-	-0
Taglio	79	8	581	98	-	7
M. flettente	6 828	3 751	14 214	1 308	-	210
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	-4	-1	1	382	-	-
Taglio	629	305	31	7	-	-
M. flettente	3 818	2 405	-5 180	488	-	-
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	-4	-1	-4	381	-	-0
Taglio	629	305	1 010	99	-	17
M. flettente	4 434	2 703	9 250	822	-	65

CONCIO 12						
<u>Massimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	3	-1	-1	218	-	0
Taglio	75	224	281	142	-	5
M. flettente	3 437	1 893	8 828	2 899	-	62
<u>Minimo momento</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	-1	-0	-1	260	-	-0
Taglio	442	243	510	120	-	1
M. flettente	-2	-1	-2 856	1 749	-	-9
<u>Taglio</u>						
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E3 (t0)	E4 (t [∞])
Sforzo normale	1	-0	-0	218	-	-
Taglio	712	315	1 638	142	-	10
M. flettente	774	345	3 533	2 899	-	11

9.2 Sollecitazioni a SLU

Si riportano di seguito i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni agenti su ogni gruppo di elementi del modello.

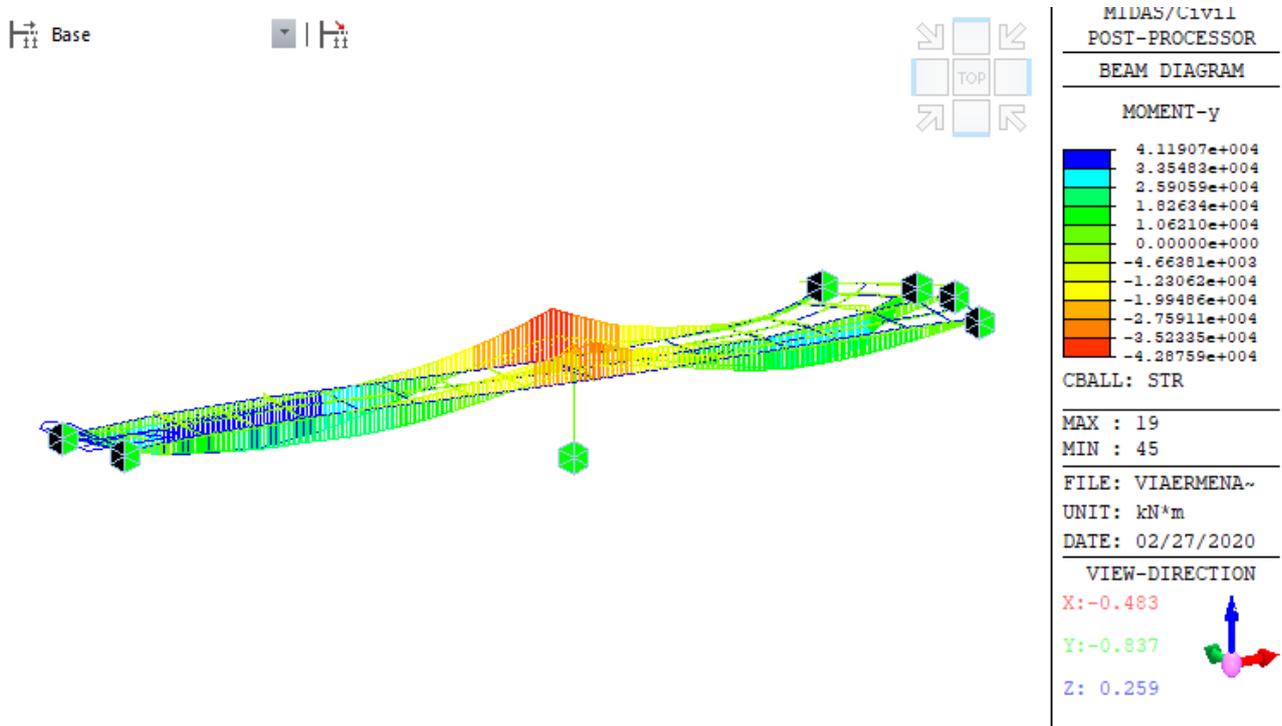


Figura 12 – Momento flettente longitudinale My [kNm]

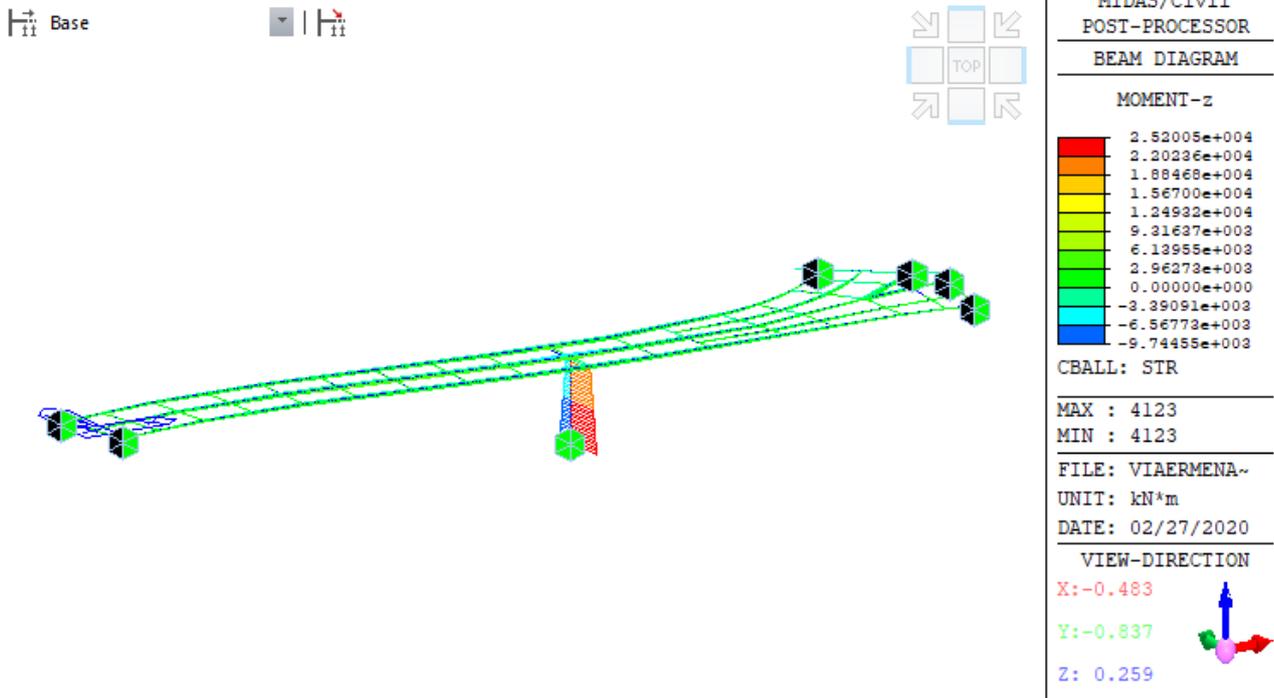
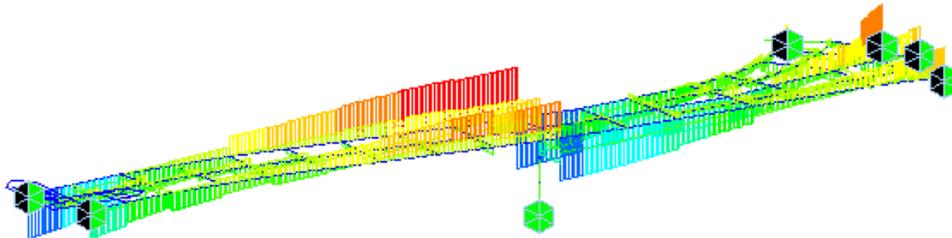


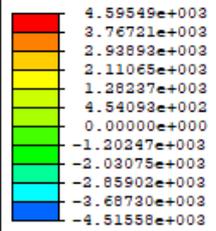
Figura 13 – Momento flettente trasversale Mz [kNm]

Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-z



CBALL: STR

MAX : 45

MIN : 46

FILE: VIAERMENA~

UNIT: kN

DATE: 02/27/2020

VIEW-DIRECTION

X: -0.483

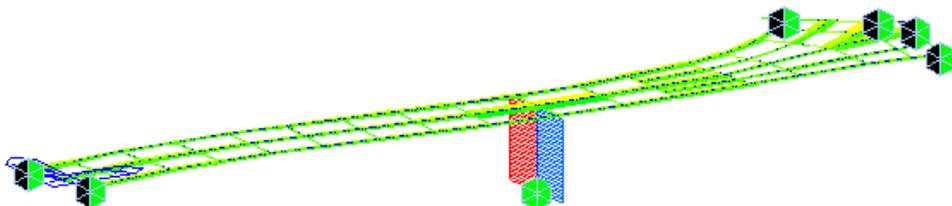
Y: -0.837

Z: 0.259



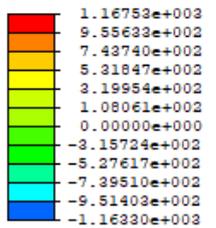
Figura 14 – Taglio verticale Fz [kN]

Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-y



CBALL: STR

MAX : 4117

MIN : 4117

FILE: VIAERMENA~

UNIT: kN

DATE: 02/27/2020

VIEW-DIRECTION

X: -0.483

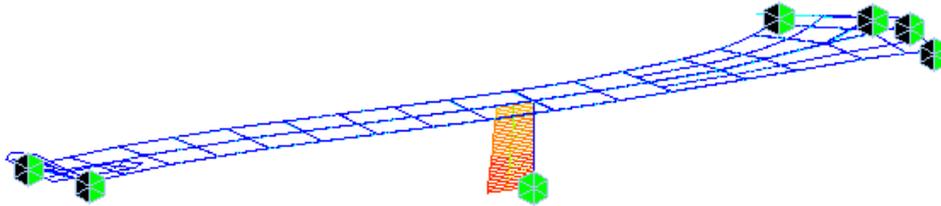
Y: -0.837

Z: 0.259



Figura 15 – Taglio orizzontale Fy [kN]

Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

AXIAL

3.62350e+002
0.00000e+000
-3.47231e+003
-5.38963e+003
-7.30696e+003
-9.22429e+003
-1.11416e+004
-1.30589e+004
-1.49763e+004
-1.68936e+004
-1.88109e+004
-2.07283e+004

CBALL: STR

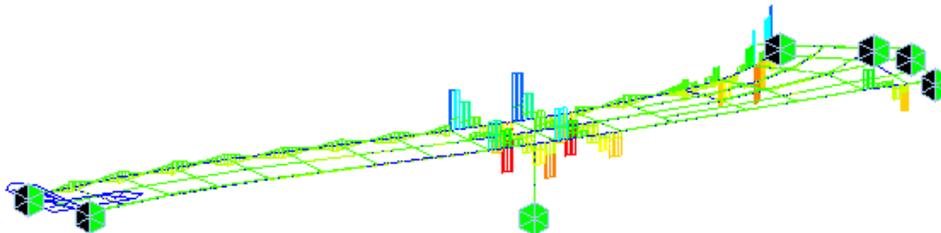
MAX : 189
MIN : 4123

FILE: VIAERMENA~
UNIT: kN
DATE: 02/27/2020

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Figura 16 – Sforzo normale Fx [kN]

Base



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

TORSION

4.78979e+002
3.92707e+002
3.06434e+002
2.20162e+002
1.33890e+002
4.76177e+001
0.00000e+000
-1.24927e+002
-2.11199e+002
-2.97471e+002
-3.83743e+002
-4.70016e+002

CBALL: STR

MAX : 45
MIN : 79

FILE: VIAERMENA~
UNIT: kN*m
DATE: 02/27/2020

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Figura 17 – Momento torcente Mx [kNm]

10 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

10.1 Geometria

Nelle tabelle successive si riporta la geometria concio per concio.

concio :	1		2		3		4	
Interasse inferiore fra le travi hmin hmax [mm] =	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
Lunghezza concio [mm] =	9000		10000		10000		10000	
Altezza minima della trave h1 [mm] =	2000		2000		2000		2000	
Altezza massima della trave h2 [mm] =	1400		2000		2000		2000	
area [mm ²] =	89 860		101 296		105 108		99 680	
peso concio [kg kg/m] =	6 349	705	7 952	795	8 251	825	7 825	782
Larghezza e spessore pb superiore esterna [mm] =	600	30	600	30	600	30	700	36
Larghezza e spessore pb superiore interna [mm] =								
Spessore e altezza anima [mm] =	22	1630	16	1906	18	1906	20	1924
Larghezza e spessore pb inferiore interna [mm] =			700	24	700	24		
Larghezza e spessore pb inferiore esterna [mm] =	900	40	900	40	900	40	900	40

concio :	5		6		7		8	
Interasse inferiore fra le travi hmin hmax [mm] =	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500
Lunghezza concio [mm] =	12000		12000		12000		9000	
Altezza minima della trave h1 [mm] =	2000		2000		2000		2000	
Altezza massima della trave h2 [mm] =	2000		2000		2000		1300	
area [mm ²] =	172 352		87 740		66 160		73 800	
peso concio [kg kg/m] =	16 236	1 353	8 265	689	6 232	519	5 214	579
Larghezza e spessore pb superiore esterna [mm] =	800	36	700	30	600	30	600	30
Larghezza e spessore pb superiore interna [mm] =	700	36						
Spessore e altezza anima [mm] =	24	1848	18	1930	14	1940	20	1590
Larghezza e spessore pb inferiore interna [mm] =	900	40						
Larghezza e spessore pb inferiore esterna [mm] =	950	40	800	40	700	30	800	30

concio :	9		10		11		12	
Interasse inferiore fra le travi hmin hmax [mm] =	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500
Lunghezza concio [mm] =	12000		12000		12000		9000	
Altezza minima della trave h1 [mm] =	2000		2000		2000		2000	
Altezza massima della trave h2 [mm] =	2000		2000		2000		1300	
area [mm ²] =	76 920		77 744		98 264		73 800	
peso concio [kg kg/m] =	7 246	604	7 323	610	9 256	771	5 214	579
Larghezza e spessore pb superiore esterna [mm] =	600	30	600	30	600	30	600	30
Larghezza e spessore pb superiore interna [mm] =								
Spessore e altezza anima [mm] =	18	1940	16	1934	16	1904	20	1590
Larghezza e spessore pb inferiore interna [mm] =					700	30		
Larghezza e spessore pb inferiore esterna [mm] =	800	30	800	36	800	36	800	30

L'armatura longitudinale della soletta è stata inclusa nell'analisi.

Ogni concio, per ogni stato limite, è verificato secondo 3 combinazioni:

- Combinazione di massimo momento
- Combinazione di minimo momento
- Combinazione di massimo taglio (in valore assoluto)

10.2 Classificazione delle sezioni

Le sezioni sono classificate secondo i criteri riportati al par. 4.2.3.1 delle NTC18.

Le verifiche di resistenza allo SLU sono condotte:

- per le sezioni di classe 1 e 2 con il metodo plastico
- per le sezioni di classe 3 con il metodo elastico
- per le sezioni di classe 4 con il metodo elastico riferito alla sola sezione efficace (determinata secondo le disposizioni riportate nell'EC3-1-5)

Le verifiche in condizioni di esercizio sono svolte con metodo elastico, riferito alla sezione efficace nel caso delle sezioni di classe 4.

La classificazione è dipendente dalle sollecitazioni agenti. Di seguito si riporta in forma tabellare la classificazione delle sezioni per ogni combinazione verificata.

concio :	1	2	3	4
CLASSE A MOM. MASSIMO (SLU/SLE)	1 3	1 3	1 3	1 3
CLASSE A MOM. MINIMO (SLU/SLE)	3 3	4 3	3 3	3 3
CLASSE A TAGLIO (SLU/SLE)	1 3	1 3	1 3	3 3
CLASSE A MOM. TORCENTE (SLU/SLE)	1 3	1 3	1 3	4 3

concio :	5	6	7	8
CLASSE A MOM. MASSIMO (SLU/SLE)	3 3	3 3	1 3	1 3
CLASSE A MOM. MINIMO (SLU/SLE)	3 3	4 3	3 3	1 3
CLASSE A TAGLIO (SLU/SLE)	3 3	3 3	1 3	1 3
CLASSE A MOM. TORCENTE (SLU/SLE)	3 3	3 3	1 3	1 3

concio :	9	10	11	12
CLASSE A MOM. MASSIMO (SLU/SLE)	1 3	1 3	1 3	1 3
CLASSE A MOM. MINIMO (SLU/SLE)	4 4	4 3	4 3	3 3
CLASSE A TAGLIO (SLU/SLE)	4 3	1 3	4 3	1 3
CLASSE A MOM. TORCENTE (SLU/SLE)	4 3	3 3	4 3	1 3

10.3 Caratteristiche inerziali delle sezioni

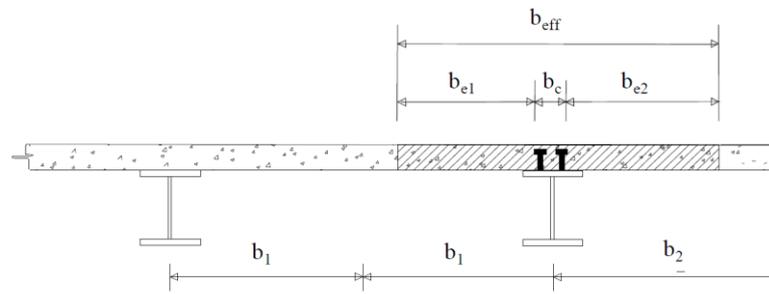
10.3.1 Larghezze efficaci

La distribuzione delle tensioni normali nella soletta è influenzata dall'effetto shear-lag e può essere determinata utilizzando nel calcolo la larghezza efficace della soletta.

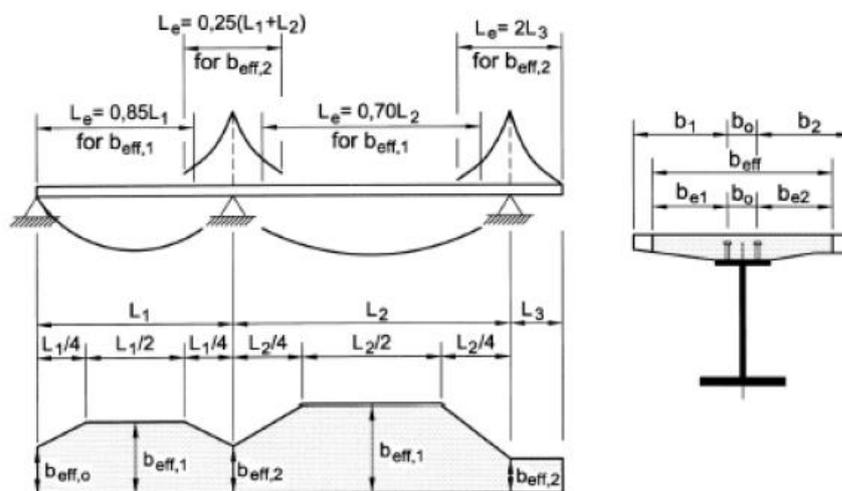
La larghezza efficace della soletta, può essere determinata, secondo il paragrafo 4.3.2.3 delle NTC, mediante l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

Dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_{ei} = \min(L_e/8; b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta, con L_e una distanza approssimata dei punti di momento nullo definita dalla norma.



L_e nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata nella figura seguente:



Per gli appoggi di estremità la formula diviene

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove: $\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e/b_{ei}) \leq 1$

Concio:		1	2	3	4	5	6
beff,sez [mm]	4399	7500	4500	4500	4500	4000	3000
beff,hmax [mm] =		4399	7500	4500	4500	4500	4000
beff,hmin [mm] =		7500	4500	4500	4500	4000	3000

Concio:		7	8	9	10	11	12
beff,sez [mm]	4399	2429	2750	2750	2750	2750	2750
beff,hmax [mm] =		3000	2750	2750	2750	2750	2750
beff,hmin [mm] =		2429	2750	2750	2750	2750	2750

Concio		1				2				3			
Combinazione		Mmax	Mmin	V	T	Mmax	Mmin	V	T	Mmax	Mmin	V	T
SLE - g	n [-]	1E+15											
	A [mm ²]	96460	83260	83260	83260	101296	96404	101296	101296	105108	105108	105108	105108
	yg_sp [mm]	-1180	-844	-844	-844	-1324	-1366	-1324	-1324	-1312	-1312	-1312	-1312
	yg_ip [mm]	820	556	556	556	676	634	676	676	688	688	688	688
	Jt [mm ⁴]	3.145E+07	2.932E+07	2.932E+07	2.932E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.119E+07	8.119E+07	8.119E+07	8.119E+07
	ly [mm ⁴]	2.972E+09	2.971E+09	2.971E+09	2.971E+09	3.535E+09	3.535E+09	3.535E+09	3.535E+09	3.536E+09	3.536E+09	3.536E+09	3.536E+09
	lz [mm ⁴]	6.211E+10	2.768E+10	2.768E+10	2.768E+10	6.554E+10	6.205E+10	6.554E+10	6.554E+10	6.712E+10	6.712E+10	6.712E+10	6.712E+10
	W_sol_s [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_arm_s [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_arm_i [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_sol_i [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_sp [mm ³]	-5.265E+07	-3.279E+07	-3.279E+07	-3.279E+07	-4.948E+07	-4.543E+07	-4.948E+07	-4.948E+07	-5.116E+07	-5.116E+07	-5.116E+07	-5.116E+07
	W_sa [mm ³]	-5.402E+07	-3.400E+07	-3.400E+07	-3.400E+07	-5.063E+07	-4.645E+07	-5.063E+07	-5.063E+07	-5.235E+07	-5.235E+07	-5.235E+07	-5.235E+07
	W_ia [mm ³]	7.960E+07	5.366E+07	5.366E+07	5.366E+07	1.072E+08	1.089E+08	1.072E+08	1.072E+08	1.076E+08	1.076E+08	1.076E+08	1.076E+08
W_ip [mm ³]	7.572E+07	4.980E+07	4.980E+07	4.980E+07	9.701E+07	9.787E+07	9.701E+07	9.701E+07	9.756E+07	9.756E+07	9.756E+07	9.756E+07	
SLE - t inf	n [-]	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24
	A [mm ²]	245448	170642	170642	170642	190689	245392	250284	250284	194501	194501	194501	194501
	yg_sp [mm]	-389	-349	-349	-349	-646	-462	-463	-463	-652	-652	-652	-652
	yg_ip [mm]	1611	1051	1051	1051	1354	1538	1537	1537	1348	1348	1348	1348
	Jt [mm ⁴]	3.145E+07	2.932E+07	2.932E+07	2.932E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.119E+07	8.119E+07	8.119E+07	8.119E+07
	ly [mm ⁴]	8.789E+11	8.789E+11	8.789E+11	8.789E+11	8.795E+11	8.914E+11	8.795E+11	8.795E+11	8.795E+11	8.795E+11	8.795E+11	8.795E+11
	lz [mm ⁴]	1.625E+11	6.818E+10	6.818E+10	6.818E+10	1.657E+11	1.929E+11	1.929E+11	1.929E+11	1.673E+11	1.673E+11	1.673E+11	1.673E+11
	W_sol_s [mm ³]	-4.069E+09	-1.819E+09	-1.819E+09	-1.819E+09	-2.971E+09	-4.340E+09	-4.336E+09	-4.336E+09	-2.977E+09	-2.977E+09	-2.977E+09	-2.977E+09
	W_arm_s [mm ³]	-2.692E+08	-1.210E+08	-1.210E+08	-1.210E+08	-1.925E+08	-2.850E+08	-2.847E+08	-2.847E+08	-1.928E+08	-1.928E+08	-1.928E+08	-1.928E+08
	W_arm_i [mm ³]	-4.041E+08	-1.882E+08	-1.882E+08	-1.882E+08	-2.513E+08	-4.059E+08	-4.053E+08	-4.053E+08	-2.512E+08	-2.512E+08	-2.512E+08	-2.512E+08
	W_sol_i [mm ³]	-6.791E+09	-3.175E+09	-3.175E+09	-3.175E+09	-4.167E+09	-6.785E+09	-6.774E+09	-6.774E+09	-4.164E+09	-4.164E+09	-4.164E+09	-4.164E+09
	W_sp [mm ³]	-4.181E+08	-1.955E+08	-1.955E+08	-1.955E+08	-2.566E+08	-4.178E+08	-4.171E+08	-4.171E+08	-2.564E+08	-2.564E+08	-2.564E+08	-2.564E+08
	W_sa [mm ³]	-4.531E+08	-2.139E+08	-2.139E+08	-2.139E+08	-2.691E+08	-4.468E+08	-4.460E+08	-4.460E+08	-2.688E+08	-2.688E+08	-2.688E+08	-2.688E+08
	W_ia [mm ³]	1.034E+08	6.741E+07	6.741E+07	6.741E+07	1.284E+08	1.308E+08	1.309E+08	1.309E+08	1.303E+08	1.303E+08	1.303E+08	1.303E+08
W_ip [mm ³]	1.009E+08	6.485E+07	6.485E+07	6.485E+07	1.223E+08	1.254E+08	1.255E+08	1.255E+08	1.241E+08	1.241E+08	1.241E+08	1.241E+08	
SLE - 0	n [-]	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
	A [mm ²]	435284	281980	281980	281980	304591	435228	440120	440120	308403	308403	308403	308403
	yg_sp [mm]	-162	-159	-159	-159	-355	-203	-206	-206	-363	-363	-363	-363
	yg_ip [mm]	1838	1241	1241	1241	1645	1797	1794	1794	1637	1637	1637	1637
	Jt [mm ⁴]	3.145E+07	2.932E+07	2.932E+07	2.932E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.119E+07	8.119E+07	8.119E+07	8.119E+07
	ly [mm ⁴]	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.314E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12
	lz [mm ⁴]	1.926E+11	8.434E+10	8.434E+10	8.434E+10	2.094E+11	2.316E+11	2.321E+11	2.321E+11	2.120E+11	2.120E+11	2.120E+11	2.120E+11
	W_sol_s [mm ³]	-2.849E+09	-1.256E+09	-1.256E+09	-1.256E+09	-1.225E+09	-3.123E+09	-3.107E+09	-3.107E+09	-2.125E+09	-2.125E+09	-2.125E+09	-2.125E+09
	W_arm_s [mm ³]	-5.112E+08	-2.255E+08	-2.255E+08	-2.255E+08	-3.674E+08	-5.543E+08	-5.510E+08	-5.510E+08	-3.670E+08	-3.670E+08	-3.670E+08	-3.670E+08
	W_arm_i [mm ³]	-1.099E+09	-4.890E+08	-4.890E+08	-4.890E+08	-5.683E+08	-1.071E+09	-1.056E+09	-1.056E+09	-5.636E+08	-5.636E+08	-5.636E+08	-5.636E+08
	W_sol_i [mm ³]	-7.430E+09	-3.310E+09	-3.310E+09	-3.310E+09	-3.681E+09	-7.125E+09	-7.024E+09	-7.024E+09	-3.648E+09	-3.648E+09	-3.648E+09	-3.648E+09
	W_sp [mm ³]	-1.191E+09	-5.305E+08	-5.305E+08	-5.305E+08	-5.899E+08	-1.142E+09	-1.126E+09	-1.126E+09	-5.846E+08	-5.846E+08	-5.846E+08	-5.846E+08
	W_sa [mm ³]	-1.462E+09	-6.539E+08	-6.539E+08	-6.539E+08	-6.444E+08	-1.340E+09	-1.317E+09	-1.317E+09	-6.373E+08	-6.373E+08	-6.373E+08	-6.373E+08
	W_ia [mm ³]	1.071E+08	7.022E+07	7.022E+07	7.022E+07	1.324E+08	1.336E+08	1.342E+08	1.342E+08	1.348E+08	1.348E+08	1.348E+08	1.348E+08
W_ip [mm ³]	1.048E+08	6.796E+07	6.796E+07	6.796E+07	1.273E+08	1.289E+08	1.294E+08	1.294E+08	1.295E+08	1.295E+08	1.295E+08	1.295E+08	
SLE - r,t	n [-]	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	15.53	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
	A [mm ²]	435284	281980	281980	281980	304591	250808	440120	440120	308403	308403	308403	308403
	yg_sp [mm]	-162	-159	-159	-159	-355	-449	-206	-206	-363	-363	-363	-363
	yg_ip [mm]	1838	1241	1241	1241	1645	1551	1794	1794	1637	1637	1637	1637
	Jt [mm ⁴]	3.145E+07	2.932E+07	2.932E+07	2.932E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.009E+07	8.119E+07	8.119E+07	8.119E+07	8.119E+07
	ly [mm ⁴]	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	9.320E+11	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12
	lz [mm ⁴]	1.926E+11	8.434E+10	8.434E+10	8.434E+10	2.094E+11	1.948E+11	2.321E+11	2.321E+11	2.120E+11	2.120E+11	2.120E+11	2.120E+11
	W_sol_s [mm ³]	-2.849E+09	-1.256E+09	-1.256E+09	-1.256E+09	-1.225E+09	-4.267E+09	-3.107E+09	-3.107E+09	-2.125E+09	-2.125E+09	-2.125E+09	-2.125E+09
	W_arm_s [mm ³]	-5.112E+08	-2.255E+08	-2.255E+08	-2.255E+08	-3.674E+08	-2.934E+08	-5.510E+08	-5.510E+08	-3.670E+08	-3.670E+08	-3.670E+08	-3.670E+08
	W_arm_i [mm ³]	-1.099E+09	-4.890E+08	-4.890E+08	-4.890E+08	-5.683E+08	-4.213E+08	-1.056E+09	-1.056E+09	-5.636E+08	-5.636E+08	-5.636E+08	-5.636E+08
	W_sol_i [mm ³]	-7.430E+09	-3.310E+09	-3.310E+09	-3.310E+09	-3.681E+09	-6.739E+09	-7.024E+09	-7.024E+09	-3.648E+09	-3.648E+09	-3.648E+09	-3.648E+09
	W_sp [mm ³]	-1.191E+09	-5.305E+08	-5.305E+08	-5.305E+08	-5.899E+08	-4.339E+08	-1.126E+09	-1.126E+09	-5.846E+08	-5.846E+08	-5.846E+08	-5.846E+08
	W_sa [mm ³]	-1.462E+09	-6.539E+08	-6.539E+08	-6.539E+08	-6.444E+08	-4.650E+08	-1.317E+09	-1.317E+09	-6.373E+08	-6.373E+08	-6.373E+08	-6.373E+08
	W_ia [mm ³]	1.071E+08	7.022E+07	7.022E+07	7.022E+07	1.324E+08	1.310E+08	1.342E+08	1.342E+08	1.348E+08	1.348E+08	1.348E+08	1.348E+08
W_ip [mm ³]	1.048E+08	6.796E+07	6.796E+07	6.796E+07	1.273E+08	1.256E+08	1.294E+08	1.294E+08	1.295E+08	1.295E+08	1.295E+08	1.295E+08	

Concio		4				5				6			
Combinazione		Mmax	Mmin	V	T	Mmax	Mmin	V	T	Mmax	Mmin	V	T
SLE - g	n [-]	1E+15											
	A [mm ²]	99680	99680	99680	99680	172352	172352	172352	172352	172352	87740	87740	87740
	yg_sp [mm]	-1105	-1105	-1105	-1105	-1109	-1109	-1109	-1109	-1120	-1120	-1120	-1120
	yg_ip [mm]	895	895	895	895	891	891	891	891	880	880	880	880
	Jt [mm ⁴]	3.522E+07	3.522E+07	3.522E+07	3.522E+07	2.597E+08	2.597E+08	2.597E+08	2.597E+08	2.712E+07	2.712E+07	2.712E+07	2.712E+07
	ly [mm ⁴]	3.460E+09	3.460E+09	3.460E+09	3.460E+09	7.810E+09	7.810E+09	7.810E+09	7.810E+09	2.565E+09	2.565E+09	2.565E+09	2.565E+09
	lz [mm ⁴]	6.966E+10	6.966E+10	6.966E+10	6.966E+10	1.290E+11	1.290E+11	1.290E+11	1.290E+11	6.064E+10	6.064E+10	6.064E+10	6.064E+10
	W_sol_s [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_arm_s [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_arm_i [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_sol_i [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_sp [mm ³]	-6.304E+07	-6.304E+07	-6.304E+07	-6.304E+07	-1.163E+08	-1.163E+08	-1.163E+08	-1.163E+08	-5.416E+07	-5.416E+07	-5.416E+07	-5.416E+07
	W_sa [mm ³]	-6.517E+07	-6.517E+07	-6.517E+07	-6.517E+07	-1.244E+08	-1.244E+08	-1.244E+08	-1.244E+08	-5.565E+07	-5.565E+07	-5.565E+07	-5.565E+07
	W_ia [mm ³]	8.146E+07	8.146E+07	8.146E+07	8.146E+07	1.591E+08	1.591E+08	1.591E+08	1.591E+08	7.216E+07	7.216E+07	7.216E+07	7.216E+07
	W_ip [mm ³]	7.782E+07	7.782E+07	7.782E+07	7.782E+07	1.448E+08	1.448E+08	1.448E+08	1.448E+08	6.889E+07	6.889E+07	6.889E+07	6.889E+07
SLE - l inf	n [-]	16.24	1E+15	1E+15	1E+15	16.24	1E+15						
	A [mm ²]	189073	117999	117999	117999	266767	207494	207494	207494	99952	104023	104023	104023
	yg_sp [mm]	-524	-907	-907	-907	-668	-902	-902	-902	-962	-917	-917	-917
	yg_ip [mm]	1476	1093	1093	1093	1332	1098	1098	1098	1038	1083	1083	1083
	Jt [mm ⁴]	3.522E+07	3.522E+07	3.522E+07	3.522E+07	2.597E+08	2.597E+08	2.597E+08	2.597E+08	2.712E+07	2.712E+07	2.712E+07	2.712E+07
	ly [mm ⁴]	8.794E+11	8.794E+11	8.794E+11	8.794E+11	8.837E+11	8.837E+11	8.837E+11	8.837E+11	8.785E+11	8.785E+11	8.785E+11	8.785E+11
	lz [mm ⁴]	1.414E+11	9.199E+10	9.199E+10	9.199E+10	2.245E+11	1.756E+11	1.756E+11	1.756E+11	7.649E+10	8.095E+10	8.095E+10	8.095E+10
	W_sol_s [mm ³]	-2.928E+09	-7.885E+22	-7.885E+22	-7.885E+22	-3.930E+09	-1.511E+23	-1.511E+23	-1.511E+23	-6.260E+22	-6.875E+22	-6.875E+22	-6.875E+22
	W_arm_s [mm ³]	-1.912E+08	-8.202E+07	-8.202E+07	-8.202E+07	-2.543E+08	-1.572E+08	-1.572E+08	-1.572E+08	-6.499E+07	-7.149E+07	-7.149E+07	-7.149E+07
	W_arm_i [mm ³]	-2.629E+08	-9.998E+07	-9.998E+07	-9.998E+07	-3.296E+08	-1.918E+08	-1.918E+08	-1.918E+08	-7.842E+07	-8.696E+07	-8.696E+07	-8.696E+07
	W_sol_i [mm ³]	-4.380E+09	-1.015E+23	-1.015E+23	-1.015E+23	-5.460E+09	-1.947E+23	-1.947E+23	-1.947E+23	-7.952E+22	-8.824E+22	-8.824E+22	-8.824E+22
	W_sp [mm ³]	-2.697E+08	-1.015E+08	-1.015E+08	-1.015E+08	-3.362E+08	-1.947E+08	-1.947E+08	-1.947E+08	-7.952E+07	-8.824E+07	-8.824E+07	-8.824E+07
	W_sa [mm ³]	-2.896E+08	-1.057E+08	-1.057E+08	-1.057E+08	-3.768E+08	-2.116E+08	-2.116E+08	-2.116E+08	-8.208E+07	-9.122E+07	-9.122E+07	-9.122E+07
	W_ia [mm ³]	9.845E+07	8.733E+07	8.733E+07	8.733E+07	1.793E+08	1.726E+08	1.726E+08	1.726E+08	7.663E+07	7.765E+07	7.765E+07	7.765E+07
	W_ip [mm ³]	9.578E+07	8.414E+07	8.414E+07	8.414E+07	1.685E+08	1.600E+08	1.600E+08	1.600E+08	7.368E+07	7.478E+07	7.478E+07	7.478E+07
SLE - l0	n [-]	6.24	1E+15	1E+15	1E+15	6.24	1E+15						
	A [mm ²]	302975	117999	117999	117999	368012	207494	207494	207494	99952	104023	104023	104023
	yg_sp [mm]	-278	-907	-907	-907	-448	-902	-902	-902	-962	-917	-917	-917
	yg_ip [mm]	1722	1093	1093	1093	1552	1098	1098	1098	1038	1083	1083	1083
	Jt [mm ⁴]	3.522E+07	3.522E+07	3.522E+07	3.522E+07	2.597E+08	2.597E+08	2.597E+08	2.597E+08	2.712E+07	2.712E+07	2.712E+07	2.712E+07
	ly [mm ⁴]	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.287E+12	2.287E+12	2.287E+12	2.287E+12	2.282E+12	2.282E+12	2.282E+12	2.282E+12
	lz [mm ⁴]	1.726E+11	9.199E+10	9.199E+10	9.199E+10	2.720E+11	1.756E+11	1.756E+11	1.756E+11	7.649E+10	8.095E+10	8.095E+10	8.095E+10
	W_sol_s [mm ³]	-2.003E+09	-7.885E+22	-7.885E+22	-7.885E+22	-2.398E+09	-1.511E+23	-1.511E+23	-1.511E+23	-6.260E+22	-6.875E+22	-6.875E+22	-6.875E+22
	W_arm_s [mm ³]	-3.503E+08	-8.202E+07	-8.202E+07	-8.202E+07	-4.103E+08	-1.572E+08	-1.572E+08	-1.572E+08	-6.499E+07	-7.149E+07	-7.149E+07	-7.149E+07
	W_arm_i [mm ³]	-5.929E+08	-9.998E+07	-9.998E+07	-9.998E+07	-5.896E+08	-1.918E+08	-1.918E+08	-1.918E+08	-7.842E+07	-8.696E+07	-8.696E+07	-8.696E+07
	W_sol_i [mm ³]	-3.879E+09	-1.015E+23	-1.015E+23	-1.015E+23	-3.790E+09	-1.947E+23	-1.947E+23	-1.947E+23	-7.952E+22	-8.824E+22	-8.824E+22	-8.824E+22
	W_sp [mm ³]	-6.217E+08	-1.015E+08	-1.015E+08	-1.015E+08	-6.074E+08	-1.947E+08	-1.947E+08	-1.947E+08	-7.952E+07	-8.824E+07	-8.824E+07	-8.824E+07
	W_sa [mm ³]	-7.143E+08	-1.057E+08	-1.057E+08	-1.057E+08	-7.237E+08	-2.116E+08	-2.116E+08	-2.116E+08	-8.208E+07	-9.122E+07	-9.122E+07	-9.122E+07
	W_ia [mm ³]	1.026E+08	8.733E+07	8.733E+07	8.733E+07	1.847E+08	1.726E+08	1.726E+08	1.726E+08	7.663E+07	7.765E+07	7.765E+07	7.765E+07
	W_ip [mm ³]	1.002E+08	8.414E+07	8.414E+07	8.414E+07	1.752E+08	1.600E+08	1.600E+08	1.600E+08	7.368E+07	7.478E+07	7.478E+07	7.478E+07
SLE - l1	n [-]	6.24	1E+15	1E+15	1E+15	6.24	1E+15						
	A [mm ²]	302975	117999	117999	117999	368012	207494	207494	207494	99952	104023	104023	104023
	yg_sp [mm]	-278	-907	-907	-907	-448	-902	-902	-902	-962	-917	-917	-917
	yg_ip [mm]	1722	1093	1093	1093	1552	1098	1098	1098	1038	1083	1083	1083
	Jt [mm ⁴]	3.522E+07	3.522E+07	3.522E+07	3.522E+07	2.597E+08	2.597E+08	2.597E+08	2.597E+08	2.712E+07	2.712E+07	2.712E+07	2.712E+07
	ly [mm ⁴]	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.283E+12	2.287E+12	2.287E+12	2.287E+12	2.287E+12	2.282E+12	2.282E+12	2.282E+12	2.282E+12
	lz [mm ⁴]	1.726E+11	9.199E+10	9.199E+10	9.199E+10	2.720E+11	1.756E+11	1.756E+11	1.756E+11	7.649E+10	8.095E+10	8.095E+10	8.095E+10
	W_sol_s [mm ³]	-2.003E+09	-7.885E+22	-7.885E+22	-7.885E+22	-2.398E+09	-1.511E+23	-1.511E+23	-1.511E+23	-6.260E+22	-6.875E+22	-6.875E+22	-6.875E+22
	W_arm_s [mm ³]	-3.503E+08	-8.202E+07	-8.202E+07	-8.202E+07	-4.103E+08	-1.572E+08	-1.572E+08	-1.572E+08	-6.499E+07	-7.149E+07	-7.149E+07	-7.149E+07
	W_arm_i [mm ³]	-5.929E+08	-9.998E+07	-9.998E+07	-9.998E+07	-5.896E+08	-1.918E+08	-1.918E+08	-1.918E+08	-7.842E+07	-8.696E+07	-8.696E+07	-8.696E+07
	W_sol_i [mm ³]	-3.879E+09	-1.015E+23	-1.015E+23	-1.015E+23	-3.790E+09	-1.947E+23	-1.947E+23	-1.947E+23	-7.952E+22	-8.824E+22	-8.824E+22	-8.824E+22
	W_sp [mm ³]	-6.217E+08	-1.015E+08	-1.015E+08	-1.015E+08	-6.074E+08	-1.947E+08	-1.947E+08	-1.947E+08	-7.952E+07	-8.824E+07	-8.824E+07	-8.824E+07
	W_sa [mm ³]	-7.143E+08	-1.057E+08	-1.057E+08	-1.057E+08	-7.237E+08	-2.116E+08	-2.116E+08	-2.116E+08	-8.208E+07	-9.122E+07	-9.122E+07	-9.122E+07
	W_ia [mm ³]	1.026E+08	8.733E+07	8.733E+07	8.733E+07	1.847E+08	1.726E+08	1.726E+08	1.726E+08	7.663E+07	7.765E+07	7.765E+07	7.765E+07
	W_ip [mm ³]	1.002E+08	8.414E+07	8.414E+07	8.414E+07	1.752E+08	1.600E+08	1.600E+08	1.600E+08	7.368E+07	7.478E+07	7.478E+07	7.478E+07

Concio		7				8				9			
Combinazione		Mmax	Mmin	V	T	Mmax	Mmin	V	T	Mmax	Mmin	V	T
SLE - g	n [-]	1E+15											
	A [mm ²]	66160	66160	66160	57427	80800	66800	66800	66800	76920	71871	42485	61687
	yg_sp [mm]	-1045	-1045	-1045	-1107	-1073	-707	-707	-707	-1077	-1049	-1447	-1062
	yg_ip [mm]	955	955	955	893	927	593	593	593	923	951	553	938
	Jt [mm ⁴]	1.347E+07	1.347E+07	1.347E+07	1.347E+07	1.777E+07	1.591E+07	1.591E+07	1.591E+07	1.637E+07	1.637E+07	1.637E+07	1.637E+07
	ly [mm ⁴]	1.398E+09	1.398E+09	1.398E+09	1.398E+09	1.821E+09							
	lz [mm ⁴]	4.623E+10	4.623E+10	4.623E+10	4.424E+10	5.249E+10	1.990E+10	1.990E+10	1.990E+10	5.125E+10	5.038E+10	2.774E+10	5.027E+10
	W_sol_s [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_arm_s [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_arm_i [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_sol_i [mm ³]	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	W_sp [mm ³]	-4.425E+07	-4.425E+07	-4.425E+07	-3.996E+07	-4.891E+07	-2.814E+07	-2.814E+07	-2.814E+07	-4.759E+07	-4.802E+07	-1.917E+07	-4.733E+07
	W_sa [mm ³]	-4.556E+07	-4.556E+07	-4.556E+07	-4.107E+07	-5.032E+07	-2.939E+07	-2.939E+07	-2.939E+07	-4.896E+07	-4.943E+07	-1.957E+07	-4.871E+07
W_ia [mm ³]	4.996E+07	4.996E+07	4.996E+07	5.128E+07	5.853E+07	3.535E+07	3.535E+07	3.535E+07	5.738E+07	5.471E+07	5.305E+07	5.537E+07	
W_ip [mm ³]	4.839E+07	4.839E+07	4.839E+07	4.956E+07	5.663E+07	3.356E+07	3.356E+07	3.356E+07	5.552E+07	5.298E+07	5.017E+07	5.360E+07	
SLE - t inf	n [-]	16.24	1E+15	1E+15	1E+15	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24	16.24
	A [mm ²]	114404	78372	78372	69639	135429	121429	121429	121429	134530	129481	100095	119297
	yg_sp [mm]	-552	-855	-855	-897	-590	-333	-333	-333	-561	-525	-540	-487
	yg_ip [mm]	1448	1145	1145	1103	1410	967	967	967	1439	1475	1460	1513
	Jt [mm ⁴]	1.347E+07	1.347E+07	1.347E+07	1.347E+07	1.777E+07	1.591E+07	1.591E+07	1.591E+07	1.637E+07	1.637E+07	1.637E+07	1.637E+07
	ly [mm ⁴]	1.139E+12	1.139E+12	1.139E+12	1.154E+12	8.777E+11	8.777E+11	8.777E+11	8.777E+11	8.777E+11	8.897E+11	8.897E+11	8.897E+11
	lz [mm ⁴]	8.462E+10	5.966E+10	5.966E+10	5.882E+10	9.952E+10	4.099E+10	4.099E+10	4.099E+10	9.947E+10	9.525E+10	8.898E+10	9.301E+10
	W_sol_s [mm ³]	-1.692E+09	-5.351E+22	-5.351E+22	-5.084E+22	-1.900E+09	-1.122E+09	-1.122E+09	-1.122E+09	-1.968E+09	-1.970E+09	-1.805E+09	-2.021E+09
	W_arm_s [mm ³]	-1.103E+08	-5.576E+07	-5.576E+07	-5.290E+07	-1.236E+08	-7.474E+07	-7.474E+07	-7.474E+07	-1.282E+08	-1.287E+08	-1.178E+08	-1.324E+08
	W_arm_i [mm ³]	-1.496E+08	-6.869E+07	-6.869E+07	-6.460E+07	-1.648E+08	-1.181E+08	-1.181E+08	-1.181E+08	-1.732E+08	-1.768E+08	-1.606E+08	-1.857E+08
	W_sol_i [mm ³]	-2.489E+09	-6.977E+22	-6.977E+22	-6.557E+22	-2.737E+09	-1.996E+09	-1.996E+09	-1.996E+09	-2.880E+09	-2.945E+09	-2.674E+09	-3.100E+09
	W_sp [mm ³]	-1.533E+08	-6.977E+07	-6.977E+07	-6.557E+07	-1.685E+08	-1.229E+08	-1.229E+08	-1.229E+08	-1.774E+08	-1.813E+08	-1.646E+08	-1.909E+08
	W_sa [mm ³]	-1.621E+08	-7.231E+07	-7.231E+07	-6.784E+07	-1.776E+08	-1.351E+08	-1.351E+08	-1.351E+08	-1.874E+08	-1.923E+08	-1.743E+08	-2.034E+08
W_ia [mm ³]	5.968E+07	5.351E+07	5.351E+07	5.483E+07	7.214E+07	4.376E+07	4.376E+07	4.376E+07	7.058E+07	6.593E+07	6.224E+07	6.273E+07	
W_ip [mm ³]	5.844E+07	5.211E+07	5.211E+07	5.333E+07	7.060E+07	4.240E+07	4.240E+07	4.240E+07	6.911E+07	6.459E+07	6.096E+07	6.148E+07	
SLE - 0	n [-]	6.24	1E+15	1E+15	1E+15	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
	A [mm ²]	175875	78372	78372	69639	205036	191036	191036	191036	204136	199087	169701	188903
	yg_sp [mm]	-313	-855	-855	-897	-345	-164	-164	-164	-325	-296	-265	-259
	yg_ip [mm]	1687	1145	1145	1103	1655	1136	1136	1136	1675	1704	1735	1741
	Jt [mm ⁴]	1.347E+07	1.347E+07	1.347E+07	1.347E+07	1.777E+07	1.591E+07	1.591E+07	1.591E+07	1.637E+07	1.637E+07	1.637E+07	1.637E+07
	ly [mm ⁴]	2.961E+12	2.961E+12	2.961E+12	3.001E+12	2.281E+12	2.281E+12	2.281E+12	2.281E+12	2.281E+12	2.313E+12	2.313E+12	2.313E+12
	lz [mm ⁴]	1.036E+11	5.966E+10	5.966E+10	5.882E+10	1.239E+11	5.094E+10	5.094E+10	5.094E+10	1.218E+11	1.152E+11	1.078E+11	1.102E+11
	W_sol_s [mm ³]	-1.129E+09	-5.351E+22	-5.351E+22	-5.084E+22	-1.277E+09	-7.498E+08	-7.498E+08	-7.498E+08	-1.300E+09	-1.293E+09	-1.282E+09	-1.324E+09
	W_arm_s [mm ³]	-1.963E+08	-5.576E+07	-5.576E+07	-5.290E+07	-2.211E+08	-1.344E+08	-1.344E+08	-1.344E+08	-2.258E+08	-2.255E+08	-2.248E+08	-2.324E+08
	W_arm_i [mm ³]	-3.174E+08	-6.869E+07	-6.869E+07	-6.460E+07	-3.453E+08	-2.871E+08	-2.871E+08	-2.871E+08	-3.603E+08	-3.725E+08	-3.876E+08	-4.041E+08
	W_sol_i [mm ³]	-2.066E+09	-6.977E+22	-6.977E+22	-6.557E+22	-2.239E+09	-1.939E+09	-1.939E+09	-1.939E+09	-2.342E+09	-2.431E+09	-2.542E+09	-2.653E+09
	W_sp [mm ³]	-3.311E+08	-6.977E+07	-6.977E+07	-6.557E+07	-3.588E+08	-3.108E+08	-3.108E+08	-3.108E+08	-3.753E+08	-3.896E+08	-4.074E+08	-4.251E+08
	W_sa [mm ³]	-3.662E+08	-7.231E+07	-7.231E+07	-6.784E+07	-3.929E+08	-3.804E+08	-3.804E+08	-3.804E+08	-4.135E+08	-4.336E+08	-4.594E+08	-4.808E+08
W_ia [mm ³]	6.256E+07	5.351E+07	5.351E+07	5.483E+07	7.625E+07	4.606E+07	4.606E+07	4.606E+07	7.406E+07	6.877E+07	6.324E+07	6.441E+07	
W_ip [mm ³]	6.144E+07	5.211E+07	5.211E+07	5.333E+07	7.486E+07	4.484E+07	4.484E+07	4.484E+07	7.273E+07	6.756E+07	6.215E+07	6.330E+07	
SLE - r,t	n [-]	6.24	1E+15	1E+15	1E+15	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	15.53	15.53	15.53
	A [mm ²]	175875	78372	78372	69639	205036	191036	191036	191036	204136	131467	102080	121282
	yg_sp [mm]	-313	-855	-855	-897	-345	-164	-164	-164	-325	-515	-527	-477
	yg_ip [mm]	1687	1145	1145	1103	1655	1136	1136	1136	1675	1485	1473	1523
	Jt [mm ⁴]	1.347E+07	1.347E+07	1.347E+07	1.347E+07	1.777E+07	1.591E+07	1.591E+07	1.591E+07	1.637E+07	1.637E+07	1.637E+07	1.637E+07
	ly [mm ⁴]	2.961E+12	2.961E+12	2.961E+12	1.207E+12	2.281E+12	2.281E+12	2.281E+12	2.281E+12	2.281E+12	9.303E+11	9.303E+11	9.303E+11
	lz [mm ⁴]	1.036E+11	5.966E+10	5.966E+10	5.882E+10	1.239E+11	5.094E+10	5.094E+10	5.094E+10	1.218E+11	9.611E+10	8.987E+10	9.376E+10
	W_sol_s [mm ³]	-1.129E+09	-5.351E+22	-5.351E+22	-5.084E+22	-1.277E+09	-7.498E+08	-7.498E+08	-7.498E+08	-1.300E+09	-1.925E+09	-1.773E+09	-1.975E+09
	W_arm_s [mm ³]	-1.963E+08	-5.576E+07	-5.576E+07	-5.290E+07	-2.211E+08	-1.344E+08	-1.344E+08	-1.344E+08	-2.258E+08	-1.316E+08	-1.211E+08	-1.355E+08
	W_arm_i [mm ³]	-3.174E+08	-6.869E+07	-6.869E+07	-6.460E+07	-3.453E+08	-2.871E+08	-2.871E+08	-2.871E+08	-3.603E+08	-1.817E+08	-1.662E+08	-1.911E+08
	W_sol_i [mm ³]	-2.066E+09	-6.977E+22	-6.977E+22	-6.557E+22	-2.239E+09	-1.939E+09	-1.939E+09	-1.939E+09	-2.342E+09	-2.896E+09	-2.646E+09	-3.052E+09
	W_sp [mm ³]	-3.311E+08	-6.977E+07	-6.977E+07	-6.557E+07	-3.588E+08	-3.108E+08	-3.108E+08	-3.108E+08	-3.753E+08	-1.865E+08	-1.704E+08	-1.965E+08
	W_sa [mm ³]	-3.662E+08	-7.231E+07	-7.231E+07	-6.784E+07	-3.929E+08	-3.804E+08	-3.804E+08	-3.804E+08	-4.135E+08	-1.980E+08	-1.807E+08	-2.097E+08
W_ia [mm ³]	6.256E+07	5.351E+07	5.351E+07	5.483E+07	7.625E+07	4.606E+07	4.606E+07	4.606E+07	7.406E+07	6.607E+07	6.229E+07	6.281E+07	
W_ip [mm ³]	6.144E+07	5.211E+07	5.211E+07	5.333E+07	7.486E+07	4.484E+07	4.484E+07	4.484E+07	7.273E+07	6.474E+07	6.102E+07	6.157E+07	

10.4 Verifica delle travi principali allo SLU

Si riportano in forma tabellare sintetica i risultati delle verifiche di ogni concio.

		Concilio			2			3				
Sollecitante / Resistente / Tasso di sfruttamento		Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	Ed	Rd	η		
SLU	Combinazione momento massimo	Classe sezione		1			1			1		
		Momento plastico M_{pl}	35 696	44 087	81.0%	44 726	49 572	90.2%	44 154	50 829	86.9%	
		Tensione pb sup lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,s}$										
		Tensione pb sup lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,i}$										
		Tensione pb inf lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,s}$										
	Tensione pb inf lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,i}$											
	Taglio [kN] V	3 203	5 757	55.6%	645	3 373	19.1%	1 599	4 113	38.9%		
	Combinazione momento minimo	Classe sezione		2			4			2		
		Momento plastico M_{pl}	-2 131	-21 529	9.9%				-4 235	-36 157	11.7%	
		Tensione pb sup lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,s}$				-90.0	338.1	26.6%				
		Tensione pb sup lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,i}$				-88.5	338.1	26.2%				
		Tensione pb inf lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,s}$				9.4	338.1	2.8%				
	Tensione pb inf lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,i}$				12.7	338.1	3.7%					
	Taglio [kN] V	4 295	5 404	79.5%	1 910	3 373	56.6%	2 768	4 113	67.3%		
	Combinazione massimo taglio	Classe sezione		1			1			1		
Momento plastico M_{pl}		6 645	27 802	23.9%	33 905	51 209	66.2%	20 354	50 829	40.0%		
Tensione pb sup lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,s}$												
Tensione pb sup lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,i}$												
Tensione pb inf lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,s}$												
Tensione pb inf lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,i}$												
Taglio [kN] V	4 296	5 404	79.5%	1 972	3 373	58.5%	3 257	4 113	79.2%			

		Concilio			5			6				
Sollecitante / Resistente / Tasso di sfruttamento		Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	Ed	Rd	η		
SLU	Combinazione momento massimo	Classe sezione		1			3			3		
		Momento plastico M_{pl}	23 705	41 421	57.2%							
		Tensione pb sup lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,s}$				42.6	338.1	12.6%	-287.3	338.1	85.0%	
		Tensione pb sup lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,i}$				40.2	338.1	11.9%	-278.7	338.1	82.4%	
		Tensione pb inf lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,s}$				-21.5	338.1	6.4%	272.7	338.1	80.6%	
	Tensione pb inf lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,i}$				-24.2	338.1	7.1%	284.1	338.1	84.0%		
	Taglio [kN] V	3 427	4 918	69.7%	3 663	6 580	55.7%	1 501	4 133	36.3%		
	Combinazione momento minimo	Classe sezione		3			3			3		
		Momento plastico M_{pl}										
		Tensione pb sup lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,s}$	318.0	338.1	94.0%	325.5	338.1	96.3%	325.8	338.1	96.4%	
		Tensione pb sup lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,i}$	306.5	338.1	90.7%	302.1	338.1	89.4%	316.2	338.1	93.5%	
		Tensione pb inf lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,s}$	-304.4	338.1	90.0%	-298.8	338.1	88.4%	-304.1	338.1	89.9%	
	Tensione pb inf lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,i}$	-317.1	338.1	93.8%	-324.8	338.1	96.1%	-317.0	338.1	93.8%		
	Taglio [kN] V	4 624	4 918	94.0%	5 267	6 580	80.0%	3 459	4 133	83.7%		
	Combinazione massimo taglio	Classe sezione		3			3			3		
Momento plastico M_{pl}												
Tensione pb sup lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,s}$		183.4	338.1	54.2%	263.7	338.1	78.0%	77.6	338.1	22.9%		
Tensione pb sup lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,i}$		177.1	338.1	52.4%	245.0	338.1	72.5%	75.4	338.1	22.3%		
Tensione pb inf lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,s}$		-157.1	338.1	46.5%	-235.6	338.1	69.7%	-62.8	338.1	18.6%		
Tensione pb inf lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,i}$	-164.0	338.1	48.5%	-256.4	338.1	75.8%	-65.7	338.1	19.4%			
Taglio [kN] V	4 651	4 918	94.6%	5 661	6 580	86.0%	3 550	4 133	85.9%			

		Concio			7			8			9			
Sollecitante / Resistente / Tasso di sfruttamento		Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	
SLU	Combinazione momento massimo	Classe sezione		1			1			1				
		Momento plastico	M_{pl}	20 976	25 595	82.0%	14 962	31 799	47.1%	2 639	30 682	8.6%		
		Tensione pb sup lato sup [MPa]	$\sigma_{s,pb,sup,s}$											
		Tensione pb sup lato inf [MPa]	$\sigma_{s,pb,sup,i}$											
		Tensione pb inf lato sup [MPa]	$\sigma_{s,pb,inf,s}$											
	Tensione pb inf lato inf [MPa]	$\sigma_{s,pb,inf,i}$												
	Taglio [kN]	V	469	2 701	17.4%	1 688	4 935	34.2%	1 919	4 142	46.3%			
	Combinazione momento minimo	Classe sezione		3			1			4				
		Momento plastico	M_{pl}				144	18 516	0.8%					
		Tensione pb sup lato sup [MPa]	$\sigma_{s,pb,sup,s}$	59.4	338.1	17.6%				145.0	338.1	42.9%		
		Tensione pb sup lato inf [MPa]	$\sigma_{s,pb,sup,i}$	57.4	338.1	17.0%				139.4	338.1	41.2%		
		Tensione pb inf lato sup [MPa]	$\sigma_{s,pb,inf,s}$	-69.8	338.1	20.7%				-227.5	338.1	67.3%		
	Tensione pb inf lato inf [MPa]	$\sigma_{s,pb,inf,i}$	-71.8	338.1	21.2%				-233.2	338.1	69.0%			
	Taglio [kN]	V	1 696	2 701	62.8%	2 277	4 452	51.1%	2 866	4 142	69.2%			
	Combinazione massimo taglio	Classe sezione		3			1			4				
Momento plastico		M_{pl}				3 431	18 516	18.5%						
Tensione pb sup lato sup [MPa]		$\sigma_{s,pb,sup,s}$	-136.8	338.1	40.5%				107.5	338.1	31.8%			
Tensione pb sup lato inf [MPa]		$\sigma_{s,pb,sup,i}$	-132.0	338.1	39.0%				103.8	338.1	30.7%			
Tensione pb inf lato sup [MPa]		$\sigma_{s,pb,inf,s}$	184.1	338.1	54.5%				-132.2	338.1	39.1%			
Tensione pb inf lato inf [MPa]	$\sigma_{s,pb,inf,i}$	189.0	338.1	55.9%				-135.9	338.1	40.2%				
Taglio [kN]	V	1 708	2 701	63.2%	2 815	4 452	63.2%	2 879	4 142	69.5%				

		Concio			10			11			12			
Sollecitante / Resistente / Tasso di sfruttamento		Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	
SLU	Combinazione momento massimo	Classe sezione		1			1			1				
		Momento plastico	M_{pl}	25 965	32 323	80.3%	35 069	45 551	77.0%	21 212	31 799	66.7%		
		Tensione pb sup lato sup [MPa]	$\sigma_{s,pb,sup,s}$											
		Tensione pb sup lato inf [MPa]	$\sigma_{s,pb,sup,i}$											
		Tensione pb inf lato sup [MPa]	$\sigma_{s,pb,inf,s}$											
	Tensione pb inf lato inf [MPa]	$\sigma_{s,pb,inf,i}$												
	Taglio [kN]	V	2 278	3 391	67.2%	973	3 372	28.9%	908	4 935	18.4%			
	Combinazione momento minimo	Classe sezione		4			4			3				
		Momento plastico	M_{pl}											
		Tensione pb sup lato sup [MPa]	$\sigma_{s,pb,sup,s}$	105.2	338.1	31.1%	-121.1	338.1	35.8%	5.6	338.1	1.7%		
		Tensione pb sup lato inf [MPa]	$\sigma_{s,pb,sup,i}$	101.0	338.1	29.9%	-118.9	338.1	35.2%	4.1	338.1	1.2%		
		Tensione pb inf lato sup [MPa]	$\sigma_{s,pb,inf,s}$	-171.7	338.1	50.8%	23.5	338.1	6.9%	-58.9	338.1	17.4%		
	Tensione pb inf lato inf [MPa]	$\sigma_{s,pb,inf,i}$	-176.8	338.1	52.3%	28.4	338.1	8.4%	-60.4	338.1	17.9%			
	Taglio [kN]	V	2 639	3 391	77.8%	2 677	3 372	79.4%	3 354	4 452	75.3%			
	Combinazione massimo taglio	Classe sezione		1			4			1				
Momento plastico		M_{pl}	6 842	32 323	21.2%				8 084	18 516	43.7%			
Tensione pb sup lato sup [MPa]		$\sigma_{s,pb,sup,s}$				-189.5	338.1	56.0%						
Tensione pb sup lato inf [MPa]		$\sigma_{s,pb,sup,i}$				-183.4	338.1	54.3%						
Tensione pb inf lato sup [MPa]		$\sigma_{s,pb,inf,s}$				198.9	338.1	58.8%						
Tensione pb inf lato inf [MPa]	$\sigma_{s,pb,inf,i}$				212.2	338.1	62.8%							
Taglio [kN]	V	2 841	3 391	83.8%	2 755	3 372	81.7%	3 742	4 452	84.1%				

10.4.1 Verifica in forma estesa del concio di pila (C5)

Concio :	5	Verifiche di resistenza
-----------------	----------	--------------------------------

Classe sezione	
Combinazione	g (getto)
M. massimo	3
M. minimo	3
Taglio	3

Verifiche di resistenza a momento massimo					
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E4 (t [∞])
Sf. Normale [kN]	2	-0	-0	-18	-
M. flettente [kNm]	-4 832	-2 322	4 778	-1 186	472
Taglio [kN]	1 314	708	1 415	167	4
Tensioni parziali					
$\sigma_{c_sup} =$	-	0.6	-2.0	0.3	-0.1
$\sigma_{1_arm_sup} =$	-	9.1	-11.6	4.5	-1.9
$\sigma_{1_arm_inf} =$	-	7.0	-8.1	3.5	-1.4
$\sigma_{c_inf} =$	-	0.4	-1.3	0.2	-0.1
$\sigma_{1_sp} =$	41.5	6.9	-7.9	3.4	-1.4
$\sigma_{1_sa} =$	38.9	6.2	-6.6	3.0	-1.3
$\sigma_{1_ia} =$	-30.4	-13.0	25.9	-6.7	2.6
$\sigma_{1_ip} =$	-33.4	-13.8	27.3	-7.1	2.8
Tensioni normali adimensionali totali	$\eta_{1_c_sup} =$	-0.056	≤	1	MPa
	$\eta_{1_arm_sup} =$	0.000	≤	1	MPa
	$\eta_{1_arm_inf} =$	0.003	≤	1	MPa
	$\eta_{1_c_inf} =$	-0.032	≤	1	MPa
	$\eta_{1_sp} =$	0.126	≤	1	MPa
	$\eta_{1_sa} =$	0.119	≤	1	MPa
	$\eta_{1_ia} =$	-0.064	≤	1	MPa
	$\eta_{1_ip} =$	-0.071	≤	1	MPa

Verifiche di resistenza a momento minimo					
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E4 (t [∞])
Sf. Normale [kN]	1	1	2	-14	-
M. flettente [kNm]	-20 088	-10 107	-17 504	-2 154	-
Taglio [kN]	1 731	1 032	2 331	25	-
Torsione [kNm]	215	102	175	26	-
Tensioni parziali					
$\sigma_{c_sup} =$	-	0.0	0.0	-	-
$\sigma_{1_arm_sup} =$	-	64.3	111.3	13.6	-
$\sigma_{1_arm_inf} =$	-	52.7	91.3	11.2	-
$\sigma_{c_inf} =$	-	0.0	0.0	-	-
$\sigma_{1_sp} =$	172.7	51.9	89.9	11.0	-
$\sigma_{1_sa} =$	161.5	47.8	82.7	10.1	-
$\sigma_{1_ia} =$	-126.3	-58.6	-101.4	-12.5	-
$\sigma_{1_ip} =$	-138.7	-63.2	-109.4	-13.5	-
Tensioni normali adimensionali totali	$\eta_{1_c_sup} =$	0.000	≤	1	MPa
	$\eta_{1_arm_sup} =$	0.484	≤	1	MPa
	$\eta_{1_arm_inf} =$	0.459	≤	1	MPa
	$\eta_{1_c_inf} =$	0.000	≤	1	MPa
	$\eta_{1_sp} =$	0.963	≤	1	MPa
	$\eta_{1_sa} =$	0.894	≤	1	MPa
	$\eta_{1_ia} =$	-0.884	≤	1	MPa
$\eta_{1_ip} =$	-0.961	≤	1	MPa	

Verifiche di resistenza a massimo taglio					
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E4 (t [∞])
Sf. Normale [kN]	2	1	1	-18	0
M. flettente [kNm]	-18 171	-9 105	-10 913	-1 186	265
Taglio [kN]	1 975	1 032	2 331	167	35
Torsione [kNm]	195	97	112	19	4
Tensioni normali adimensionali parziali					
$\sigma_{c_sup} =$	-	0.0	0.0	-	-0.0
$\sigma_{1_arm_sup} =$	-	57.9	69.4	7.5	-1.7
$\sigma_{1_arm_inf} =$	-	47.5	56.9	6.1	-1.4
$\sigma_{c_inf} =$	-	0.0	0.0	-	-0.0
$\sigma_{1_sp} =$	156.2	46.8	56.1	6.0	-1.4
$\sigma_{1_sa} =$	146.1	43.0	51.6	5.5	-1.3
$\sigma_{1_ia} =$	-114.2	-52.8	-63.2	-6.9	1.5
$\sigma_{1_ip} =$	-125.5	-56.9	-68.2	-7.5	1.7
Tensioni normali adimensionali totali	$\eta_{1_c_sup} =$	0.000	≤	1	MPa
	$\eta_{1_arm_sup} =$	0.340	≤	1	MPa
	$\eta_{1_arm_inf} =$	0.323	≤	1	MPa
	$\eta_{1_c_inf} =$	0.000	≤	1	MPa
	$\eta_{1_sp} =$	0.780	≤	1	MPa
	$\eta_{1_sa} =$	0.725	≤	1	MPa
	$\eta_{1_ia} =$	-0.697	≤	1	MPa
$\eta_{1_ip} =$	-0.758	≤	1	MPa	

Stabilità a taglio dell'anima (C4.2.54-56) - sezione di altezza massima						
a	5000	mm	α	2.706	η	1.2
hw	1848	mm	n°irrigiditori	0	ε	0.814
tw	24	mm	ΣJ_{sl} [mm ⁴]	0.000E+00	γ_{M1}	1.1
σ_{ε}	32.0	MPa	k _{Tl}	0.000	f _y [MPa]	355
τ_{Cr}	188.6	MPa	k _T	5.886		
λ_w	1.042	parametro di snellezza (C4.2.50) per montanti d'appoggio rigidi				
χ_v	0.796	coeff. di instabilità per l'anima (C4.2.VII)				
hw/t	77.0	>	48.8	da verificare all'instabilità (NTC - C4.2.44)		
V_{b,Rd}	6580	kN	C4.2.46			

Verifica di resistenza a taglio					
V _{Ed,V} [kN]	5540 azione tagliante diretta			Taglio resistente	
V _{Ed,T} [kN]	122 azione tagliante da momento torcente				
V _{Ed} [kN]	5661	V _{b,Rd} [kN]	6580	V _{bw,Rd} [kN]	6 580
η_3	0.860	<	1	Verificato	V _{bf,Rd} [kN]

10.4.2 Verifica in forma estesa del concio in campata (C2)

Concio :	2	Verifiche di resistenza
-----------------	----------	--------------------------------

Classe sezione	
Combinazione	g (getto)
M. massimo	1
M. minimo	4
Taglio	1

Verifiche di resistenza a momento minimo					
	G1	G2 (t [∞])	Q1 (t0)	E2 (t [∞])	E4 (t [∞])
Sf. Normale [kN]	0	-0	1	-6	-
M. flettente [kNm]	3 830	2 363	-5 851	330	-
Taglio [kN]	346	283	1 215	65	-
Torsione [kNm]	2	0	2	0	-
Tensioni parziali					
σ_{c_sup} =	-	-0.5	1.9	-0.1	-
$\sigma_{1_arm_sup}$ =	-	-8.2	10.4	-1.1	-
$\sigma_{1_arm_inf}$ =	-	-5.6	5.2	-0.8	-
σ_{c_inf} =	-	-0.3	0.8	-0.0	-
σ_{1_sp} =	-88.6	-5.5	4.8	-0.8	-
σ_{1_sa} =	-86.7	-5.1	4.0	-0.7	-
σ_{1_ia} =	33.6	18.6	-45.4	2.6	-
σ_{1_ip} =	37.6	19.4	-47.1	2.7	-
Tensioni normali adimensionali totali	$\eta_{1_c_sup}$ =	0.000	≤	1	MPa
	$\eta_{1_arm_sup}$ =	0.003	≤	1	MPa
	$\eta_{1_arm_inf}$ =	-0.004	≤	1	MPa
	$\eta_{1_c_inf}$ =	0.000	≤	1	MPa
	η_{1_sp} =	-0.266	≤	1	MPa
	η_{1_sa} =	-0.262	≤	1	MPa
	η_{1_ia} =	0.028	≤	1	MPa
η_{1_ip} =	0.037	≤	1	MPa	

Concio 2							
Verifiche di resistenza a momento massimo							
	g (getto)	p (t=∞)	m (t=0)	r (ritiro)	t (temperatura)	c (cedimenti)	Totale
Sf. Normale [kN]	0	0	0	-4	0	0	-3
M. flettente [kNm]	10681	7481	24744	1530	0	290	44726
Taglio [kN]	47	36	507	40	0	13	643
Torsione [kNm]	4	2	6	0	0	0	12
x _{pl} =	266 mm	asse neutro plastico					
MSd =	44726 kNm	momento sollecitante					
MRd =	49572 kNm	momento resistente					
η =	0.902 OK	tasso di lavoro					
Ncf [kN] =	20930 kN	sforzo in soletta					

Verifiche di resistenza a massimo taglio							
	g (getto)	p (t=∞)	m (t=0)	r (ritiro)	t (temperatura)	c (cedimenti)	Totale
Sf. Normale [kN]	0	0	0	-6	0	0	-5
M. flettente [kNm]	9554	6429	17225	407	0	290	33905
Taglio [kN]	395	283	1215	65	0	13	1971
Torsione [kNm]	2	2	5	0	0	0	8
c/t =	119.13	Limite cl.3		126.78			
Classe sezione =	1	Limite cl.2		1000.00			
		Limite cl.1		1000.00			
x _{pl} =	139 mm	asse neutro plastico					
MSd =	33905 kNm	momento sollecitante					
MRd =	51209 kNm	momento resistente					
η =	0.662 OK	tasso di lavoro					
Ncf [kN] =	18960 kN	sforzo in soletta					

Stabilità a taglio dell'anima (C4.2.54-56) - sezione di altezza massima							
a	5000	mm	α	2.623	η	1.2	
hw	1906	mm	n°irrigiditori	0	ε	0.814	
tw	16	mm	ΣJ _{sl} [mm ⁴]	0.000E+00	γ _{M1}	1.1	
σ _ε	13.4	MPa	k _{Tl}	0.000	f _y [MPa]	355	
τ _{cr}	79.3	MPa	k _T	5.921			
λ _w	1.608	parametro di snellezza (C4.2.50) per montanti d'appoggio rigidi					
χ _v	0.594	coeff. di instabilità per l'anima (C4.2.VII)					
hw/t	119.1	>	48.8	da verificare all'instabilità (NTC - C4.2.44)			
V_{b,Rd}	3373	kN	C4.2.46				

Verifica di resistenza a taglio							
V _{Ed,V} [kN]	1971	azione tagliante diretta				Taglio resistente	
V _{Ed,T} [kN]	1	azione tagliante da momento torcente					
V_{Ed} [kN]	1972	V_{b,Rd} [kN]		3373	V _{bw,Rd} [kN]	3 373	
η ₃	0.585	<	1	Verificato	V _{bf,Rd} [kN]	-	

10.5 Verifica sistema di connessione

10.5.1 Valutazione portata a taglio dei connettori

La resistenza dei pioli è calcolata in accordo alle NTC 2008 e EN 1994-2, 6.6.3.1 secondo cui si ipotizzano due diversi meccanismi di rottura: a taglio del gambo del piolo e per schiacciamento del cls.

$$P_{Rd}^1 = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}$$

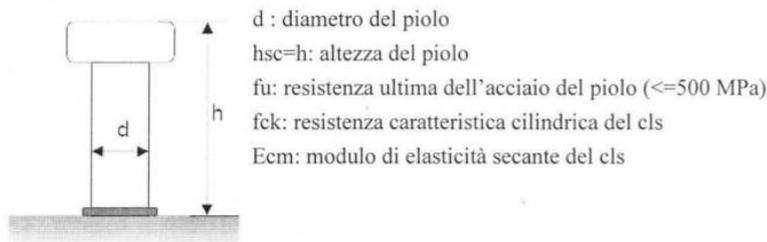
$$P_{Rd}^2 = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{for } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc} / d > 4$$

EN 1994-2, 6.6.3.1

Essendo:



La verifica consiste in:

$$v_{Ed} \leq n * P_{rd} \quad \text{a SLU (Combinazione fondamentale)}$$

$$v_{Ed} \leq K_s * n * P_{rd} \quad \text{a SLE (Combinazione caratteristica)}$$

Se la sezione è in classe 3-4, si è effettuata una verifica elastica agli SLE e agli SLU, mentre per le sezioni in classe 1-2, si è effettuata la verifica plastica.

Verifiche elastiche:

SLU	SLE
$v_{Ed} \leq n * P_{rd}$	$v_{Ed} \leq K_s * n * P_{rd}$

Essendo:

$P_{Rd} = \min (P_{Rd1}, P_{Rd2})$ la resistenza di 1 piolo

N numero di pioli per millimetro

Ks coefficiente riduttivo per lo SLE

$V_{Ed} = \frac{V \cdot S_{sy,4}}{I_y}$ flusso delle tensioni tangenziali all'interfaccia estradosso della piattabanda superiore-intradosso della soletta, calcolato per ogni singola fase.

Verifiche plastiche:

Nei conci con sezioni in classe 1 e 2 e soletta compressa, se il momento sollecitante totale $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$ eccede il momento resistente elastico $M_{el,Rd}$, si deve tenere in conto della relazione non lineare tra il momento sollecitante e la risultante di sforzo normale in soletta, avendo posto:

$M_{a,Ed}$ = momento dato dal peso proprio con la sola parte in acciaio reagente

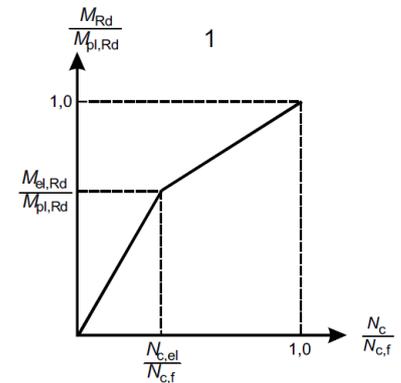
$M_{c,Ed}$ = momento dato dai restanti carichi con l'intera sezione composta reagente

I pioli, nel tratto di lunghezza plastica, che è il tratto all'interno del concio in cui il momento sollecitante supera il momento elastico, devono resistere ad un sovrascorrimento longitudinale $V_{L,Ed}$ che è dato dalla differenza tra lo sforzo normale sollecitante N_{cd} corrispondente al momento sollecitante totale $M_{Ed,max}$ e quello ($N_{c,el}$) corrispondente al raggiungimento del momento $M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed}$ dove k è il coefficiente moltiplicativo minimo del momento agente sulla sezione composta che porta la sezione al limite elastico.

Lo sforzo normale N_{cd} si può calcolare con le seguenti formulazioni:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{for } N_c \leq N_{c,el}$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{for } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f}$$



VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PIOLI - SLE					
diámetro =	22	mm	$f_{yf} =$	355	MPa
area =	380	mm ²	$k_s =$	0.6	
altezza =	175	mm	$\gamma_v =$	1.25	
$f_{yk} =$	450	MPa	$L_{concio} =$	11000	mm
$f_{ck} =$	31	MPa			
$E_c =$	33019	MPa			
$\alpha =$	1.000				
$P_{rd,a} =$	109	kN			
$P_{rd,c} =$	113	kN			
$P_{rd} =$	66	kN	$= P_{Rd} * k_s$		
interasse long. =	200	mm			
interasse trasv. =	140	mm			
n° pioli =	10				

Concio	1			2			3		
	3d22 / 150 mm			3d22 / 200 mm			3d22 / 200 mm		
	qEd	qRd	η	qEd	qRd	η	qEd	qRd	η
	kN/mm	kN/mm	-	kN/mm	kN/mm	-	kN/mm	kN/mm	-
SLU	1.751	2.409	72.7%	0.732	1.806	40.5%	0.867	1.806	48.0%
SLE	1.307	1.314	99.5%	0.498	1.314	37.9%	0.650	1.314	49.5%

Concio	4			5			6		
	3d22 / 200 mm			3d22 / 200 mm			3d22 / 200 mm		
	qEd	qRd	η	qEd	qRd	η	qEd	qRd	η
	kN/mm	kN/mm	-	kN/mm	kN/mm	-	kN/mm	kN/mm	-
SLU	1.194	1.806	66.1%	1.180	1.806	65.3%	0.919	1.806	50.9%
SLE	0.885	1.314	67.4%	0.851	1.314	64.7%	0.696	1.314	53.0%

Concio	7			8			9		
	3d22 / 200 mm			3d22 / 200 mm			3d22 / 200 mm		
	qEd	qRd	η	qEd	qRd	η	qEd	qRd	η
	kN/mm	kN/mm	-	kN/mm	kN/mm	-	kN/mm	kN/mm	-
SLU	0.559	1.806	31.0%	1.151	1.806	63.7%	0.887	1.806	49.1%
SLE	0.432	1.314	32.9%	0.857	1.314	65.2%	0.551	1.314	41.9%

Concio	10			11			12		
	3d22 / 200 mm			3d22 / 200 mm			3d22 / 150 mm		
	qEd	qRd	η	qEd	qRd	η	qEd	qRd	η
	kN/mm	kN/mm	-	kN/mm	kN/mm	-	kN/mm	kN/mm	-
SLU	0.839	1.806	46.4%	0.820	1.806	45.4%	1.684	2.409	69.9%
SLE	0.547	1.314	41.7%	0.515	1.314	39.2%	1.269	1.314	96.6%

10.6 Verifica allo SLE

All'interno di questo stato limite sono incluse le seguenti verifiche, con riferimento alla norma cui si fa riferimento:

- Massima tensione nell'acciaio e nel calcestruzzo in combinazione caratteristica (EC3-2, par.7.3)
- Massima tensione nel calcestruzzo in combinazione quasi permanente (EC3-2, par.7.3)

La verifica al "respiro dell'anima" in combinazione frequente (EC3-2, par.7.4) è esclusa in virtù del rispetto delle limitazioni geometriche

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300 \quad \text{for road bridges}$$

concio :		1	2	3	4
SLE (limitazione tensioni/web breathing)	Massimo momento	OK (ten) 0.819	OK (ten) 0.814	OK (ten) 0.784	OK (ten) 0.521
	Minimo momento	OK (ten) 0.308	OK (ten) 0.165	OK (ten) 0.123	OK (ten) 0.661
	Taglio	OK (ten) 0.544	OK (ten) 0.600	OK (ten) 0.361	OK (ten) 0.449

concio :		5	6	7	8
SLE (limitazione tensioni/web breathing)	Massimo momento	OK (ten) 0.376	OK (ten) 0.644	OK (ten) 0.840	OK (ten) 0.927
	Minimo momento	OK (ten) 0.700	OK (ten) 0.671	OK (ten) 0.175	OK (ten) 0.234
	Taglio	OK (ten) 0.607	OK (ten) 0.380	OK (ten) 0.441	OK (ten) 0.486

concio :		9	10	11	12
SLE (limitazione tensioni/web breathing)	Massimo momento	OK (ten) 0.464	OK (ten) 0.742	OK (ten) 0.687	OK (ten) 0.703
	Minimo momento	OK (ten) 0.718	OK (ten) 0.323	OK (ten) 0.215	OK (ten) 0.267
	Taglio	OK (ten) 0.693	OK (ten) 0.339	OK (ten) 0.454	OK (ten) 0.571

10.7 Verifica allo stato limite di fatica

10.7.1 Coefficienti parziali per la resistenza a fatica

I valori dei coefficienti γ_{Mf} adottati nelle verifiche a fatica sono riportati nella seguente tabella, estratta dalla circolare delle NTC08.

Coefficienti parziali di sicurezza

$\gamma_f = 1$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alle azioni di fatica

$\gamma_M = 1.35$ coefficiente parziale di sicurezza relativo alla resistenza a fatica

$\gamma_{Mf} = \gamma_f \cdot \gamma_M = 1.35$ coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica

Metodo di valutazione	Conseguenze del collasso	
	Basse conseguenze	Alte conseguenze
metodo del "danneggiamento accettabile"	1,00	1,15
metodo della "vita sicura"	1,15	1,35

Metodi di verifica

Per la verifica a fatica secondo il criterio della vita illimitata, l'ampiezza di tensione di riferimento è quella ad ampiezza costante, definita come

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C$$

dove $\Delta\sigma_C$ è il valore della classe del dettaglio.

Verifica a vita illimitata

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia

$$\Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}$$

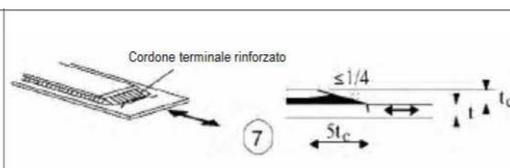
dove $\Delta\sigma_D$ sono i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per vita illimitata.

10.7.2 Verifica dei dettagli di fatica

Nelle verifiche a fatica le tensioni considerate sono coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio. Per le successive verifiche si farà riferimento a tre dettagli tipologici di classe 56, 80 e 90 ritenuti rappresentativi dei dettagli previsti per l'impalcato metallico. A tali dettagli si associa una curva S-N riferita alle tensioni nominali e pertanto ad esse si fa riferimento.

Le resistenze a fatica dei dettagli tipici sono:

Dettaglio 56: per le giunzioni previste per realizzare il collegamento fra i raddoppi di due conci successivi.

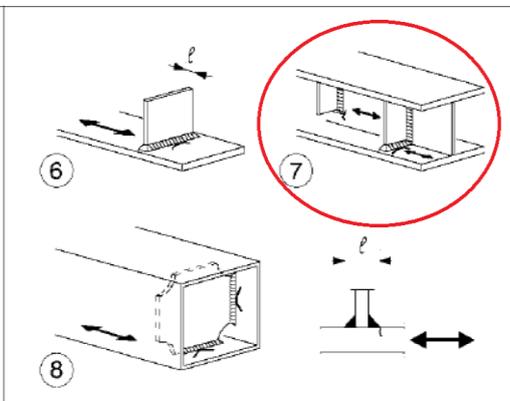
56		Coprigiunti di travi e travi composte 7) Zone terminali di coprigiunti saldati con cordone terminale rinforzato di lunghezza minima $5t_c$	Cordone trasversale rinforzato molato e raccordato. Se $t_c > 20$ mm, il raccordo, di pendenza non maggiore di 1:4, deve essere esteso fino al bordo superiore del coprigiunto
----	---	---	---

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica:

$\Delta\sigma_C = 56$ MPa classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 41.27$ MPa limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

Dettaglio 80: per le giunzioni previste per realizzare il collegamento degli irrigidimenti verticali.

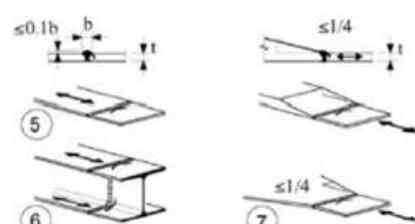
80 (a) 71 (b)		Attacchi trasversali 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda (a) $l \leq 50$ mm (b) $50 < l \leq 80$ mm Le classi sono valide anche per nervature anulari	6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti 7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali
------------------	---	--	---

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_C = 80$ MPa classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 58.96$ MPa limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

Dettaglio 90: per le saldatura tra i concii:

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
90		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>5) Giunti trasversali in piatti e lamiere</p> <p>6) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p> <p>7) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4.</p> <p>Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_s = (2.5/t)^{0.2}$</p>	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati e sottoposte a controlli non distruttivi</p> <p>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 10% della larghezza del cordone, con zone di transizione regolari</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Le saldature dei dettagli 5) e 7) devono essere eseguite in piano</p>

Caratteristiche resistenziali del dettaglio a fatica

$\Delta\sigma_C = 90$ MPa classe del particolare: limite di fatica per 2×10^6 cicli

$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C = 66.33$ MPa limite di fatica ad ampiezza costante per 5×10^6 cicli

Si riportano di seguito le tensioni longitudinali di fibra per l'involuppo delle distribuzioni di carico assunte a base di verifica e per i vari componenti strutturali principali dell'impalcato metallico riferite ad ogni concio in esame.

Sollecitante / Resistente / Tasso di sfruttamento	Concio	1			2			3		
		Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	Ed	Rd	η
Continuità piattabande superiori	$\Delta\sigma_{s,pb,sup}$	2.32	42.11	5.5%	6.43	42.11	15.3%	6.49	42.11	15.4%
Continuità piattabande inferiori	$\Delta\sigma_{s,pb,inf}$	26.39	39.76	66.4%	29.81	39.76	75.0%	29.30	39.76	73.7%
Continuità anima (superiore)	$\Delta\sigma_{s,a,sup}$	1.89	38.76	4.9%	5.89	38.76	15.2%	5.95	38.76	15.4%
Continuità anima (inferiore)	$\Delta\sigma_{s,a,inf}$	25.81	38.76	66.6%	28.65	38.76	73.9%	28.15	38.76	72.6%
Raddoppio pb.superiore	$\Delta\sigma_{s,pb,sup}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Raddoppio pb.inferiore	$\Delta\sigma_{s,pb,inf}$	-	-	-	29.81	30.57	97.5%	29.30	30.57	95.8%
Irrigidimenti trasversali (superiore)	$\Delta\sigma_{s,a,sup}$	1.89	43.67	4.3%	5.89	43.67	13.5%	5.95	43.67	13.6%
Irrigidimenti trasversali (inferiore)	$\Delta\sigma_{s,a,inf}$	25.81	43.67	59.1%	28.65	43.67	65.6%	28.15	43.67	64.5%
Taglio sul piolo	$\Delta\tau_{piolo}$	33.98	62.24	54.6%	17.94	62.24	28.8%	24.37	62.24	39.2%
Saldatura anima-pb. (superiore)	$\Delta\tau_{s,sup}$	26.82	27.08	99.0%	10.57	27.08	39.0%	14.84	27.08	54.8%
Saldatura anima-pb. (inferiore)	$\Delta\tau_{s,inf}$	21.57	27.08	79.6%	9.12	27.08	33.7%	12.85	27.08	47.5%

Sollecitante / Resistente / Tasso di sfruttamento	Concio	4			5			6		
		Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	Ed	Rd	η
Continuità piattabande superiori	$\Delta\sigma_{s,pb,sup}$	4.93	40.60	12.2%	2.95	40.60	7.3%	23.00	42.11	54.6%
Continuità piattabande inferiori	$\Delta\sigma_{s,pb,inf}$	30.62	39.76	77.0%	10.22	39.76	25.7%	24.83	39.76	62.4%
Continuità anima (superiore)	$\Delta\sigma_{s,a,sup}$	4.29	38.76	11.1%	2.47	38.76	6.4%	22.28	38.76	57.5%
Continuità anima (inferiore)	$\Delta\sigma_{s,a,inf}$	29.90	38.76	77.2%	9.69	38.76	25.0%	23.87	38.76	61.6%
Raddoppio pb.superiore	$\Delta\sigma_{s,pb,sup}$	-	-	-	2.95	30.57	9.6%	-	-	-
Raddoppio pb.inferiore	$\Delta\sigma_{s,pb,inf}$	-	-	-	10.22	30.57	33.4%	-	-	-
Irrigidimenti trasversali (superiore)	$\Delta\sigma_{s,a,sup}$	4.29	43.67	9.8%	2.47	43.67	5.7%	22.28	43.67	51.0%
Irrigidimenti trasversali (inferiore)	$\Delta\sigma_{s,a,inf}$	29.90	43.67	68.5%	9.69	43.67	22.2%	23.87	43.67	54.7%
Taglio sul piolo	$\Delta\tau_{piolo}$	29.49	62.24	47.4%	22.81	62.24	36.6%	22.29	62.24	35.8%
Saldatura anima-pb. (superiore)	$\Delta\tau_{s,sup}$	18.27	27.08	67.5%	15.74	27.08	58.1%	13.74	27.08	50.7%
Saldatura anima-pb. (inferiore)	$\Delta\tau_{s,inf}$	13.58	27.08	50.2%	14.77	27.08	54.6%	10.20	27.08	37.7%

Sollecitante / Resistente /Tasso di sfruttamento	Concio	7			8			9		
		Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	Ed	Rd	η
Continuità piattabande superiori	$\Delta\sigma_{s,pb,sup}$	5.45	42.11	12.9%	7.02	42.11	16.7%	2.88	42.11	6.8%
Continuità piattabande inferiori	$\Delta\sigma_{s,pb,inf}$	29.36	42.11	69.7%	33.63	42.11	79.9%	14.86	42.11	35.3%
Continuità anima (superiore)	$\Delta\sigma_{s,a,sup}$	4.93	38.76	12.7%	6.41	38.76	16.5%	2.62	38.76	6.7%
Continuità anima (inferiore)	$\Delta\sigma_{s,a,inf}$	28.84	38.76	74.4%	33.02	38.76	85.2%	14.60	38.76	37.7%
Raddoppio pb.superiore	$\Delta\sigma_{s,pb,sup}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Raddoppio pb.inferiore	$\Delta\sigma_{s,pb,inf}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Irrigidimenti trasversali (superiore)	$\Delta\sigma_{s,a,sup}$	4.93	43.67	11.3%	6.41	43.67	14.7%	2.62	43.67	6.0%
Irrigidimenti trasversali (inferiore)	$\Delta\sigma_{s,a,inf}$	28.84	43.67	66.0%	33.02	43.67	75.6%	14.60	43.67	33.4%
Taglio sul piolo	$\Delta\tau_{piolo}$	15.24	62.24	24.5%	35.08	62.24	56.4%	24.61	62.24	39.5%
Saldatura anima-pb. (superiore)	$\Delta\tau_{s,sup}$	9.47	27.08	35.0%	21.59	27.08	79.7%	13.89	27.08	51.3%
Saldatura anima-pb. (inferiore)	$\Delta\tau_{s,inf}$	6.57	27.08	24.3%	16.07	27.08	59.3%	9.66	27.08	35.7%

Sollecitante / Resistente /Tasso di sfruttamento	Concio	10			11			12		
		Ed	Rd	η	Ed	Rd	η	Ed	Rd	η
Continuità piattabande superiori	$\Delta\sigma_{s,pb,sup}$	8.22	42.11	19.5%	9.66	42.11	22.9%	6.17	42.11	14.6%
Continuità piattabande inferiori	$\Delta\sigma_{s,pb,inf}$	37.67	40.60	92.8%	28.61	40.60	70.5%	29.56	42.11	70.2%
Continuità anima (superiore)	$\Delta\sigma_{s,a,sup}$	7.53	38.76	19.4%	9.08	38.76	23.4%	5.63	38.76	14.5%
Continuità anima (inferiore)	$\Delta\sigma_{s,a,inf}$	36.84	38.76	95.1%	27.35	38.76	70.6%	29.02	38.76	74.9%
Raddoppio pb.superiore	$\Delta\sigma_{s,pb,sup}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Raddoppio pb.inferiore	$\Delta\sigma_{s,pb,inf}$	-	-	-	28.61	30.57	93.6%	-	-	-
Irrigidimenti trasversali (superiore)	$\Delta\sigma_{s,a,sup}$	7.53	43.67	17.2%	9.08	43.67	20.8%	5.63	43.67	12.9%
Irrigidimenti trasversali (inferiore)	$\Delta\sigma_{s,a,inf}$	36.84	43.67	84.4%	27.35	43.67	62.6%	29.02	43.67	66.4%
Taglio sul piolo	$\Delta\tau_{piolo}$	19.86	62.24	31.9%	16.79	62.24	27.0%	29.63	62.24	47.6%
Saldatura anima-pb. (superiore)	$\Delta\tau_{s,sup}$	12.57	27.08	46.4%	9.82	27.08	36.2%	24.31	27.08	89.8%
Saldatura anima-pb. (inferiore)	$\Delta\tau_{s,inf}$	9.54	27.08	35.2%	8.84	27.08	32.7%	18.10	27.08	66.8%

10.8 Verifica saldature di composizione

La saldatura di composizione dei piatti deve resistere ad una tensione massima pari a 248.5MPa.

I risultati sono i seguenti:

SALDATURA PB. SUPERIORE							RADDOPPIO PB. SUPERIORE					
Concio	t an. [mm]	Scorr. [N/mm]	cordone [mm]	h gola [mm]	τ_{Ed} MPa	τ_{Rd} MPa	Concio	Scorr. [N/mm]	cordone [mm]	h gola [mm]	τ_{Ed} MPa	τ_{Rd} MPa
1	22	2533	7.07	5.0	253.3	248.5	1					248.5
2	16	825	7.07	5.0	82.5	248.5	2					248.5
3	18	1304	7.07	5.0	130.4	248.5	3					248.5
4	20	1973	7.07	5.0	197.3	248.5	4					248.5
5	24	2428	7.07	5.0	242.8	248.5	5	2428	7.07107	5.0	242.8	248.5
6	18	1490	7.07	5.0	149.0	248.5	6					248.5
7	14	758	7.07	5.0	75.8	248.5	7					248.5
8	20	1839	7.07	5.0	183.9	248.5	8					248.5
9	18	1175	7.07	5.0	117.5	248.5	9					248.5
10	16	1186	7.07	5.0	118.6	248.5	10					248.5
11	16	1107	7.07	5.0	110.7	248.5	11					248.5
12	20	2467	7.07	5.0	246.7	248.5	12					248.5

SALDATURA PB. INFERIORE							RADDOPPIO PB. INFERIORE					
Concio	t an. [mm]	Scorr. [N/mm]	cordone [mm]	h gola [mm]	τ_{Ed} MPa	τ_{Rd} MPa	Concio	Scorr. [N/mm]	cordone [mm]	h gola [mm]	τ_{Ed} MPa	τ_{Rd} MPa
1	22	2473	7.07	5.0	247.3	248.5	1					248.5
2	16	841	7.07	5.0	84.1	248.5	2	841	7.07107	5.0	84.1	248.5
3	18	1430	7.07	5.0	143.0	248.5	3	1430	7.07107	5.0	143.0	248.5
4	20	1821	7.07	5.0	182.1	248.5	4					248.5
5	24	2450	7.07	5.0	245.0	248.5	5	2450	7.07107	5.0	245.0	248.5
6	18	1388	7.07	5.0	138.8	248.5	6					248.5
7	14	607	7.07	5.0	60.7	248.5	7					248.5
8	20	1649	7.07	5.0	164.9	248.5	8					248.5
9	18	1035	7.07	5.0	103.5	248.5	9					248.5
10	16	1116	7.07	5.0	111.6	248.5	10					248.5
11	16	1227	7.07	5.0	122.7	248.5	11	1227	7.07107	5.0	122.7	248.5
12	20	2157	7.07	5.0	215.7	248.5	12					248.5

11 VERIFICHE ELEMENTI SECONDARI

11.1 Verifica della trave di spina

Concilio :		13	
Altezza minima della trave h1 [mm] =		600	
Altezza massima della trave h2 [mm] =		600	
area [mm ²] =		22 720	
peso concio [kg kg/m] =		6 956	178
Larghezza e spessore pb superiore esterna [mm] =		400	20
Spessore e altezza anima [mm] =		12	560
Larghezza e spessore pb inferiore esterna [mm] =		400	20

Combinazione		Mmax	Mmin	V	T
n	[-]	∞	∞	∞	∞
A	[mm ²]	22720	22720	22720	-253939
yg_sp	[mm]	-300	-300	-300	-12790
yg_ip	[mm]	300	300	300	-12190
Jt	[mm ⁴]	2.456E+06	2.456E+06	2.456E+06	2.456E+06
ly	[mm ⁴]	2.134E+08	2.134E+08	2.134E+08	2.134E+08
lz	[mm ⁴]	1.522E+09	1.522E+09	1.522E+09	-9.000E+12
W_sol_s	[mm ³]	-----	-----	-----	-----
W_arm_s	[mm ³]	-----	-----	-----	-----
W_arm_i	[mm ³]	-----	-----	-----	-----
W_sol_i	[mm ³]	-----	-----	-----	-----
W_sp	[mm ³]	-5.072E+06	-5.072E+06	-5.072E+06	7.036E+08
W_sa	[mm ³]	-5.435E+06	-5.435E+06	-5.435E+06	7.047E+08
W_ia	[mm ³]	5.435E+06	5.435E+06	5.435E+06	7.371E+08
W_ip	[mm ³]	5.072E+06	5.072E+06	5.072E+06	7.383E+08

Concilio		13			
Combinazione		Mmax	Mmin	V	T
n	[-]	1E+15	1E+15	1E+15	1E+15
A	[mm ²]	22720	22720	22720	22720
yg_sp	[mm]	-300	-300	-300	-300
yg_ip	[mm]	300	300	300	300
Jt	[mm ⁴]	2.456E+06	2.456E+06	2.456E+06	2.456E+06
ly	[mm ⁴]	2.134E+08	2.134E+08	2.134E+08	2.134E+08
lz	[mm ⁴]	1.522E+09	1.522E+09	1.522E+09	1.522E+09
W_sol_s	[mm ³]	-5.072E+06	-5.072E+06	-5.072E+06	-5.072E+06
W_arm_s	[mm ³]	-5.435E+06	-5.435E+06	-5.435E+06	-5.435E+06
W_arm_i	[mm ³]	5.435E+06	5.435E+06	5.435E+06	5.435E+06
W_sol_i	[mm ³]	5.072E+06	5.072E+06	5.072E+06	5.072E+06

Concilio		13			
Combinazione		Mmax	Mmin	V	T
n	[-]	16.24	16.24	16.24	16.24
A	[mm ²]	83801	83801	83801	83801
yg_sp	[mm]	1	1	1	1
yg_ip	[mm]	601	601	601	601
Jt	[mm ⁴]	2.456E+06	2.456E+06	2.456E+06	2.456E+06
ly	[mm ⁴]	1.126E+12	1.126E+12	1.126E+12	1.126E+12
lz	[mm ⁴]	4.762E+09	4.762E+09	4.762E+09	4.762E+09
W_sol_s	[mm ³]	-2.982E+08	-2.982E+08	-2.982E+08	-2.982E+08
W_arm_s	[mm ³]	-2.221E+07	-2.221E+07	-2.221E+07	-2.221E+07
W_arm_i	[mm ³]	-3.099E+08	-3.099E+08	-3.099E+08	-3.099E+08
W_sol_i	[mm ³]	1.218E+11	1.218E+11	1.218E+11	1.218E+11
W_sp	[mm ³]	7.500E+09	7.500E+09	7.500E+09	7.500E+09
W_sa	[mm ³]	2.308E+08	2.308E+08	2.308E+08	2.308E+08
W_ia	[mm ³]	8.201E+06	8.201E+06	8.201E+06	8.201E+06
W_ip	[mm ³]	7.928E+06	7.928E+06	7.928E+06	7.928E+06

Concilio		13			
Combinazione		Mmax	Mmin	V	T
n	[-]	6.24	6.24	6.24	6.24
A	[mm ²]	152729	152729	152729	152729
yg_sp	[mm]	60	60	60	60
yg_ip	[mm]	660	660	660	660
Jt	[mm ⁴]	2.456E+06	2.456E+06	2.456E+06	2.456E+06
ly	[mm ⁴]	2.931E+12	2.931E+12	2.931E+12	2.931E+12
lz	[mm ⁴]	5.795E+09	5.795E+09	5.795E+09	5.795E+09
W_sol_s	[mm ³]	-1.811E+08	-1.811E+08	-1.811E+08	-1.811E+08
W_arm_s	[mm ³]	-3.748E+07	-3.748E+07	-3.748E+07	-3.748E+07
W_arm_i	[mm ³]	1.306E+08	1.306E+08	1.306E+08	1.306E+08
W_sol_i	[mm ³]	5.990E+08	5.990E+08	5.990E+08	5.990E+08
W_sp	[mm ³]	9.599E+07	9.599E+07	9.599E+07	9.599E+07
W_sa	[mm ³]	7.210E+07	7.210E+07	7.210E+07	7.210E+07
W_ia	[mm ³]	9.049E+06	9.049E+06	9.049E+06	9.049E+06
W_ip	[mm ³]	8.775E+06	8.775E+06	8.775E+06	8.775E+06

		Concio	13		
		Sollecitante / Resistente /Tasso di sfruttamento	Ed	Rd	η
SLU	Combinazione momento massimo	Classe sezione	1		
		Momento plastico M_{pl}	3 076	4 849	63.4%
		Tensione pb sup lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,s}$			
		Tensione pb sup lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,i}$			
		Tensione pb inf lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,s}$			
		Tensione pb inf lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,i}$			
	Taglio [kN] V	508	1 312	38.7%	
	Combinazione momento minimo	Classe sezione	3		
		Momento plastico M_{pl}			
		Tensione pb sup lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,s}$	90.6	338.1	26.8%
		Tensione pb sup lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,i}$	86.1	338.1	25.5%
		Tensione pb inf lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,s}$	-40.6	338.1	12.0%
		Tensione pb inf lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,i}$	-45.1	338.1	13.3%
	Taglio [kN] V	1 190	1 312	90.7%	
	Combinazione massimo taglio	Classe sezione	1		
Momento plastico M_{pl}		1 363	4 849	28.1%	
Tensione pb sup lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,s}$					
Tensione pb sup lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,sup,i}$					
Tensione pb inf lato sup [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,s}$					
Tensione pb inf lato inf [MPa] $\sigma_{s,pb,inf,i}$					
Taglio [kN] V	1 194	1 312	91.0%		

		Concio	13		
		Sollecitante / Resistente /Tasso di sfruttamento	Ed	Rd	η
FATICA	Continuità piattabande superiori	$\Delta\sigma_{s,pb,sup}$	1.56	43.67	3.6%
	Continuità piattabande inferiori	$\Delta\sigma_{s,pb,inf}$	17.09	43.67	39.1%
	Continuità anima (superiore)	$\Delta\sigma_{s,a,sup}$	2.08	38.76	5.4%
	Continuità anima (inferiore)	$\Delta\sigma_{s,a,inf}$	16.58	38.76	42.8%
	Raddoppio pb.superiore	$\Delta\sigma_{s,pb,sup}$	-	-	-
	Raddoppio pb.inferiore	$\Delta\sigma_{s,pb,inf}$	-	-	-
	Irrigidimenti trasversali (superiore)	$\Delta\sigma_{s,a,sup}$	2.08	43.67	4.8%
	Irrigidimenti trasversali (inferiore)	$\Delta\sigma_{s,a,inf}$	16.58	43.67	38.0%
	Taglio sul piolo	$\Delta\tau_{piolo}$	54.94	62.24	88.3%
	Saldatura anima-pb. (superiore)	$\Delta\tau_{s,sup}$	19.35	27.08	71.4%
	Saldatura anima-pb. (inferiore)	$\Delta\tau_{s,inf}$	13.41	27.08	49.5%

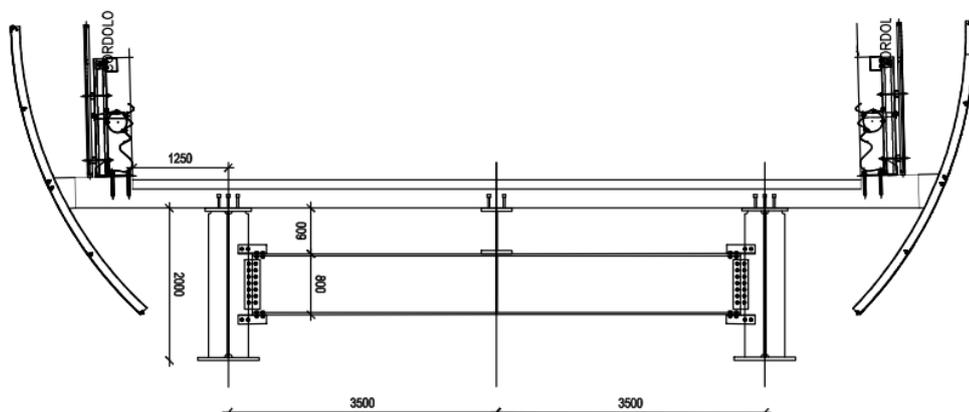
		Concio	13		
			2d22 / 200 mm		
			qEd	qRd	η
			kN/mm	kN/mm	-
	SLU		1.150	1.204	95.5%
	SLE		0.958	1.314	72.9%

11.2 Verifica dei traversi

Gli elementi secondari sono costituiti dai traversi di collegamento fra le travi principali; data la significativa variabilità in pianta dell'impalcato, si è reso necessario inserire elementi differenti a seconda dello schema statico puntuale della sezione:

- Tratto compreso fra SpB e P1 con due travi principali e una longherina
 - Traverso corrente – Tratto 2 travi + spina
 - Traverso sezione di piega – Tratto 2 travi + spina: questa tipologia di traverso è prevista in prossimità dei giunti fra concio e concio laddove vi è una deviazione angolare (data dalla configurazione “a spezzata” delle travi principali per approssimare l'andamento in curva della strada). In questo caso il traverso somma alla funzione di sostegno della longherina quella di ritegno per fenomeni di instabilità della piattabanda inferiore della trave principale (la piattabanda superiore è efficacemente vincolata dalla soletta).
- Tratto in allargamento da P1 a SpA
 - Traverso corrente – Tratto in allargamento
 - Traverso sezione di piega – Tratto in allargamento

11.2.1 Traverso corrente – Tratto 2 travi + spina



GEOMETRIA

h	800	mm
b_pb sup	350	mm
t_pb sup	20	mm
h_anima	760	mm
t_anima	16	mm
b_pb inf	350	mm
t_pb inf	20	mm
A	26160	mm ²

CARICHI

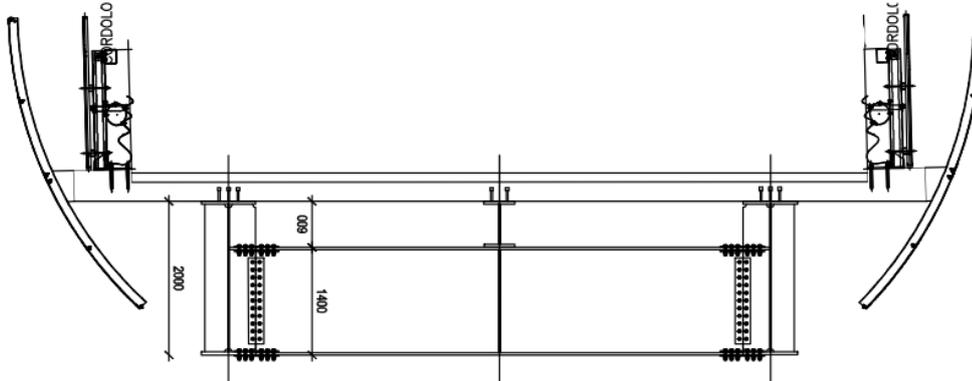
M_g	109.2	kNm
M_p	233.1	kNm
M_vento	0	kNm
M_m	988.75	kNm
M_tot SLU	1832	kNm
V_tot SLU	1047	kN
N_tot SLU	0	kNm

	σ (M)		σ id	
$\sigma_{pb\ sup}$	-270	MPa		
$\sigma_{w\ sup}$	-256	MPa	297	MPa
$\sigma_{w\ inf}$	256	MPa	297	MPa
$\sigma_{pb\ inf}$	270	MPa		

τ_w 86 Mpa

Caratteristiche del collegamento				Collegamenti bullonati			
Classe bulloni 10.9				Giunto piattabande			
Diametro - M 27				TEd	420	kN	
Prearico di progetto Fp,Cd				n.bulloni	4		
fub	1000	N/mm ²	(§ 3.6.1)	n.superfici	4		
Ares	459	mm ²		tipo bulloni	M27	CL10.9	
YM7	1.1			TRd,bull	184	kN	
Resistenza a taglio Fv,Rd				TRd	736	kN	
fub	1000	N/mm ²	(prosp.3.4)	η	0.571		
Ares	459	mm ²		Giunto anima			
YM2	1.25			TEd	1047	kN	
av	0.5			n.bulloni	6		
Resistenza a trazione Ft,Rd				n.superfici	6		
fub	1000	N/mm ²	(prosp.3.4)	tipo bulloni	M27	CL10.9	
Ares	459	mm ²		TRd,bull	184	kN	
YM2	1.25			TRd	1104	kN	
k2	0.9			η	0.948		

11.2.2 Traverso sezione di piega – Tratto 2 travi + spina



GEOMETRIA

h	1400 mm
b_pb sup	400 mm
t_pb sup	20 mm
h_anima	1360 mm
t_anima	16 mm
b_pb inf	400 mm
t_pb inf	20 mm
A	37760 mm ²

CARICHI

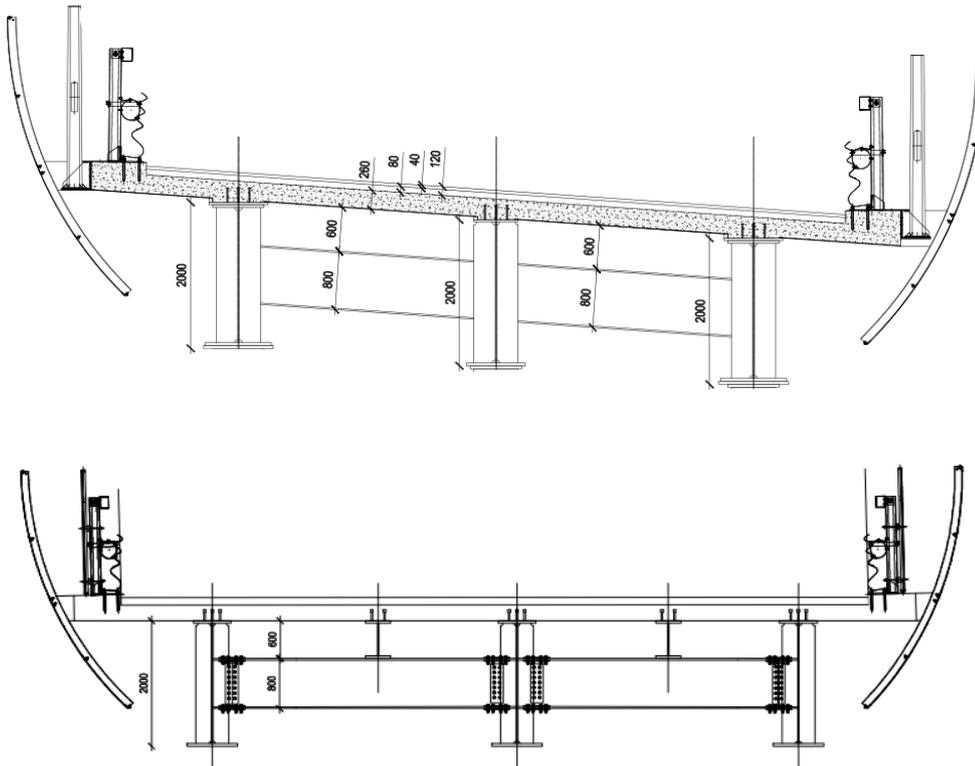
M_g	109.2 kNm
M_p	233.1 kNm
M_vento	0 kNm
M_m	988.75 kNm
M_tot SLU	4033 kNm
V_tot SLU	1335 kN
N_tot SLU	0 kNm

	σ (M)	σ id
$\sigma_{pb\ sup}$	-257 MPa	
$\sigma_{w\ sup}$	-250 MPa	272 MPa
$\sigma_{w\ inf}$	250 MPa	272 MPa
$\sigma_{pb\ inf}$	257 MPa	

τ_w 61 Mpa

Caratteristiche del collegamento				Collegamenti bullonati			
Classe bulloni 10.9				Giunto piattabande			
Diametro - M 27				TEd	2881	kN	
Preacarico di progetto Fp,Cd 292 kN (§ 3.6.1)				n.bulloni	8		
fub	1000	N/mm ²		n.superfici	16		
Ares	459	mm ²		tipo bulloni	M27	CL10.9	
YM7	1.1			TRd,bull	184	kN	
Resistenza a taglio Fv,Rd 184 kN (prosp.3.4)				TRd	2944	kN	
fub	1000	N/mm ²		η	0.978		
Ares	459	mm ²		Giunto anima			
YM2	1.25			TEd	1335	kN	
av	0.5			n.bulloni	9		
Resistenza a trazione Ft,Rd 330 kN (prosp.3.4)				n.superfici	9		
fub	1000	N/mm ²		tipo bulloni	M27	CL10.9	
Ares	459	mm ²		TRd,bull	184	kN	
YM2	1.25			TRd	1656	kN	
k2	0.9			η	0.806		

11.2.3 Traverso corrente – Tratto in allargamento



GEOMETRIA

h	800 mm
b _{pb sup}	400 mm
t _{pb sup}	25 mm
h _{anima}	750 mm
t _{anima}	16 mm
b _{pb inf}	400 mm
t _{pb inf}	25 mm
A	32000 mm ²

CARICHI

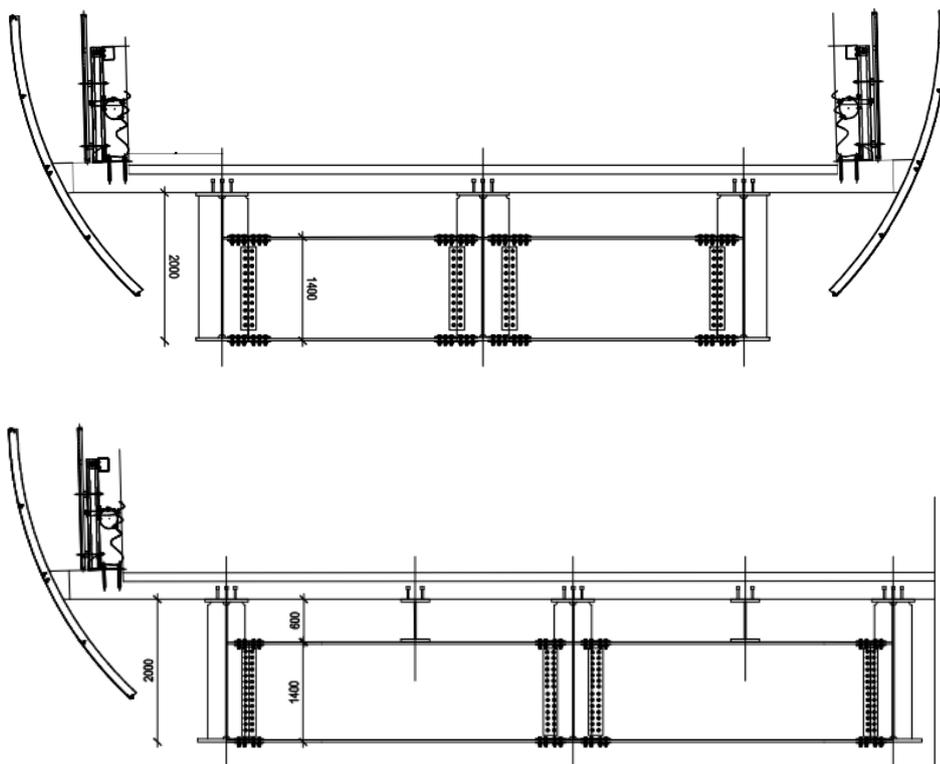
M _g	101.25 kNm
M _p	216.75 kNm
M _{vento}	0 kNm
M _m	706.3 kNm
M_{tot SLU}	2642 kNm
V_{tot SLU}	1099 kN
N_{tot SLU}	0 kNm

	$\sigma (M)$	σid
$\sigma_{pb sup}$	-296 MPa	
$\sigma_w sup$	-278 MPa	320 MPa
$\sigma_w inf$	278 MPa	320 MPa
$\sigma_{pb inf}$	296 MPa	

τ_w 92 Mpa

Caratteristiche del collegamento				Collegamenti bullonati			
Classe bulloni 10.9 Diametro - M 27				Giunto piattabande			
Precarico di progetto F_p, C_d 292 kN (§ 3.6.1)				TEd 1101 kN			
fub 1000 N/mm ²				n.bulloni 8			
Ares 459 mm ²				n.superfici 16			
γ_{M7} 1.1				tipo bulloni M27 CL10.9			
Resistenza a taglio F_v, R_d 184 kN (prosp.3.4)				TRd,bull 184 kN			
fub 1000 N/mm ²				TRd 2944 kN			
Ares 459 mm ²				η 0.374			
γ_{M2} 1.25				Giunto anima			
α_v 0.5				TEd 1099 kN			
Resistenza a trazione F_t, R_d 330 kN (prosp.3.4)				n.bulloni 6			
fub 1000 N/mm ²				n.superfici 6			
Ares 459 mm ²				tipo bulloni M27 CL10.9			
γ_{M2} 1.25				TRd,bull 184 kN			
k2 0.9				TRd 1104 kN			
				η 0.995			

11.2.4 Traverso sezione di piega – Tratto in allargamento



GEOMETRIA

h	1400	mm
b_pb sup	400	mm
t_pb sup	20	mm
h_anima	1360	mm
t_anima	16	mm
b_pb inf	400	mm
t_pb inf	20	mm
A	37760	mm ²

CARICHI

M_g	101.25	kNm
M_p	216.75	kNm
M_vento	0	kNm
M_m	706.3	kNm
M_tot SLU	4813	kNm
V_tot SLU	1299	kN
N_tot SLU	0	kNm

	σ (M)	σ id
σ_{pb} sup	-307 MPa	
σ_w sup	-298 MPa	316 MPa
σ_w inf	298 MPa	316 MPa
σ_{pb} inf	307 MPa	

τ_w 60 Mpa

Caratteristiche del collegamento				Collegamenti bullonati			
Classe bulloni 10.9 Diametro - M 27				Giunto piattabande			
Precarico di progetto F_p, C_d 292 kN (§ 3.6.1)				T _{Ed}	2552	kN	
fub	1000	N/mm ²		n.bulloni	8		
Ares	459	mm ²		n.superfici	16		
γ_{M7}	1.1			tipo bulloni	M27	CL10.9	
Resistenza a taglio F_v, R_d 184 kN (prosp.3.4)				TR _{d,bull}	184	kN	
fub	1000	N/mm ²		TR _d	2944	kN	
Ares	459	mm ²		η	0.867		
γ_{M2}	1.25			Giunto anima			
α_v	0.5			T _{Ed}	1299	kN	
Resistenza a trazione F_t, R_d 330 kN (prosp.3.4)				n.bulloni	9		
fub	1000	N/mm ²		n.superfici	9		
Ares	459	mm ²		tipo bulloni	M27	CL10.9	
γ_{M2}	1.25			TR _{d,bull}	184	kN	
k ₂	0.9			TR _d	1656	kN	
				η	0.784		

12 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ E MONTA

Nelle immagini seguenti sono riportati i valori di spostamento verticale massimo sotto carico mobile in combinazione caratteristica:

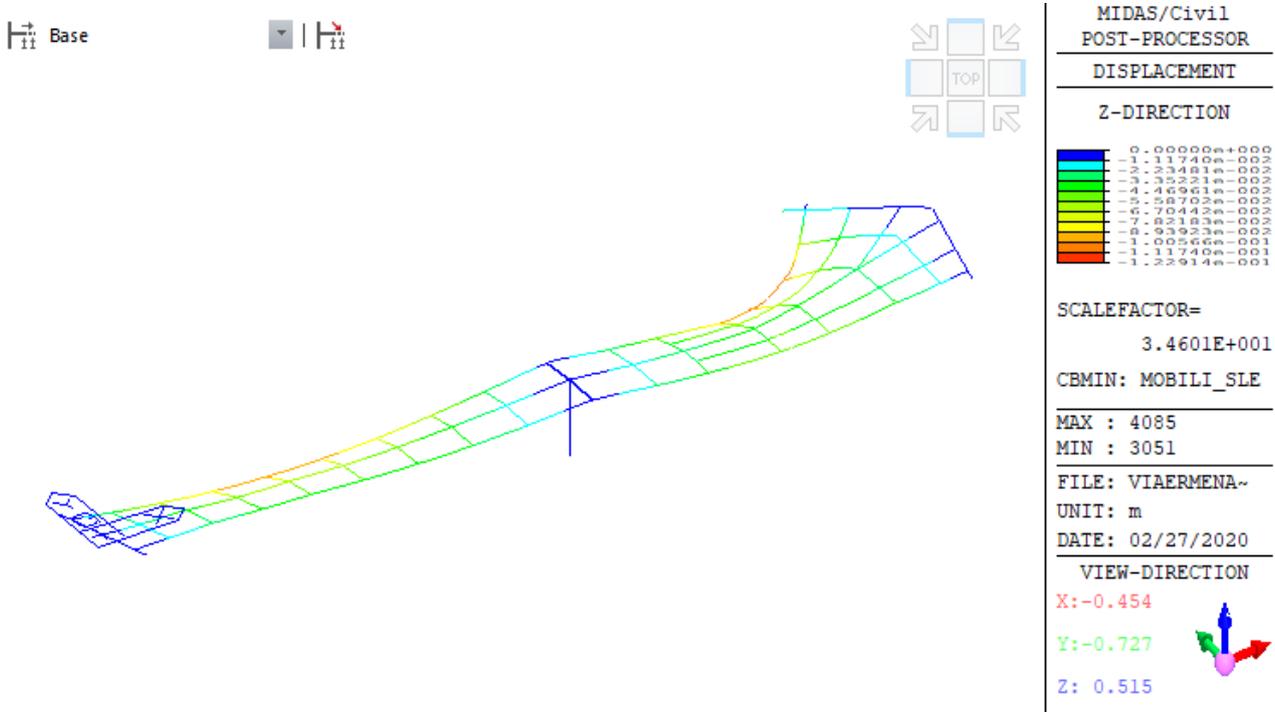


Figura 18 – Abbassamento della struttura sotto carichi mobili [m]

I rapporti Luce/abbassamento sono i seguenti:

Trave: $39000/91 = 429$

La monta è stata calcolata considerando gli effetti deformativi dovuti ai pesi propri, ai carichi permanenti portati ed al 25% degli effetti causati dai carichi mobili. I valori, comprensivi della distorsione imposta, sono riportati nell'elaborato grafico relativo alla carpenteria metallica dell'impalcato.

13 RISULTATI DELLE ANALISI SISMICHE DELL'IMPALCATO

Il sistema di appoggi è tale da trasmettere alle pile ed alle spalle le azioni verticali, orizzontali longitudinali ed orizzontali trasversali di progetto, ed insieme da consentire gli spostamenti orizzontali longitudinali ed orizzontali trasversali di progetto, nel rispetto degli schemi statici verticale, longitudinale e trasversale assunti in sede di calcolo.

Lo schema di vincolamento è il seguente:

- In corrispondenza della spalla SpA sono presenti due appoggi fissi (posti opportunamente in corrispondenza delle due travi centrali, quindi ad una distanza minima in modo da escludere problemi legati a dilatazioni termiche trasversali) e due appoggi multidirezionali in corrispondenza delle travi esterne
- In corrispondenza della pila P1 sono previsti un appoggio unidirezionale scorrevole in direzione longitudinale in posizione centrale e due appoggi multidirezionali in corrispondenza delle travi esterne
- Sulla spalla SpB sono presenti due appoggi multidirezionali in corrispondenza delle travi e una guida unidirezionale scorrevole in direzione longitudinale in posizione centrale.

Si ha quindi che le azioni trasversali sono ripartite fra spalle e pile, mentre le sollecitazioni longitudinali insistono solo sulle spalle SpA.

Per quanto concerne la definizione delle sollecitazioni indotte dall'azione sismica, si è proceduto eseguendo l'analisi modale e applicando gli spettri di progetto precedentemente definiti.

Per quanto riguarda il sisma agente in direzione longitudinale, l'azione viene completamente assorbita dalla spalla SpA; in tale direzione si è scelto di applicare un fattore di struttura q pari a 1 (si applica quindi lo spettro elastico), in quanto, data la configurazione geometrica della spalla stessa, non si ritiene di poter attingere a fenomeni di duttilità associati a tale azione.

Per quanto riguarda il sisma agente in direzione trasversale, l'azione è ripartita sulle spalle e sulla pila. Anche in tale direzione si è scelto di applicare un fattore di struttura q pari a 1 (si applica quindi lo spettro elastico), in quanto sia le spalle che la pila (un setto in c.a. alto circa 7 m e avente dimensione in direzione trasversale all'impalcato pari a 9 m) non offrono garanzie riguardo alla manifestazione di fenomeni di duttilità in tale direzione.

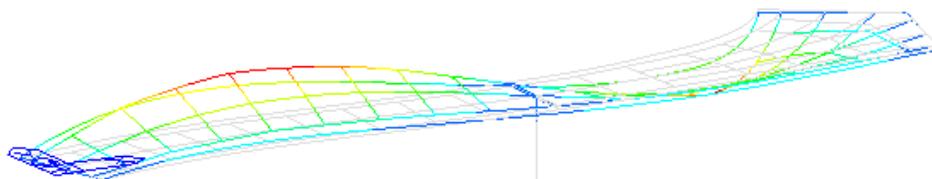
13.1 Modi di vibrare della struttura

I primi 50 periodi propri di vibrare della struttura sono:

Mode n.	f (rad/sec)	T (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
			M(%)	Σ(%)	M(%)	Σ(%)	M(%)	Σ(%)	M(%)	Σ(%)	M(%)	Σ(%)	M(%)	Σ(%)
1	9.93	0.63	0	0	0	0	0.24	0.24	1.3	1.3	48.51	48.51	0	0
2	14.08	0.45	0	0	0	0	6.31	6.54	0.65	1.95	10.5	59	0	0
3	14.94	0.42	0	0	0	0	37.73	44.28	17.53	19.48	0.6	59.61	0	0
4	20.60	0.31	70.86	70.86	0.17	0.17	0	44.28	0	19.48	0.06	59.67	0.19	0.19
5	21.02	0.30	0.01	70.87	0	0.17	18	62.28	28.78	48.25	0.11	59.77	0	0.19
6	26.87	0.23	0.01	70.88	3.59	3.76	0	62.28	0.1	48.36	0	59.77	0.35	0.53
7	29.42	0.21	0	70.88	0	3.76	0.09	62.37	1.75	50.11	2.4	62.17	0	0.53
8	36.51	0.17	0.18	71.06	62.13	65.89	0	62.37	1.92	52.03	0	62.17	10.81	11.34
9	40.56	0.15	0	71.06	0.01	65.9	0.65	63.02	0.46	52.49	10.38	72.55	0	11.34
10	47.54	0.13	0.08	71.14	5.76	71.66	0	63.02	0.38	52.87	0.01	72.56	63.08	74.43
11	47.82	0.13	0	71.14	0.04	71.71	0.11	63.14	4.91	57.78	4.2	76.77	0.34	74.77
12	49.12	0.13	0	71.14	0.03	71.74	0	63.14	1.02	58.8	0.27	77.04	0.06	74.83
13	54.80	0.11	0	71.14	0	71.74	0.22	63.36	0.01	58.81	0.16	77.2	0	74.83
14	55.41	0.11	0	71.14	0	71.74	2.09	65.45	8.14	66.95	1.12	78.32	0	74.83
15	56.59	0.11	3.49	74.63	0.35	72.09	0	65.45	0.01	66.97	0	78.32	0.47	75.3
16	64.24	0.10	0.01	74.64	0.02	72.11	3.59	69.04	0.63	67.6	2.22	80.54	0.15	75.45
17	64.27	0.10	0.76	75.4	1.52	73.63	0.06	69.1	0.01	67.61	0.03	80.57	9.5	84.96
18	67.21	0.09	0	75.4	0	73.63	0.02	69.12	0.78	68.39	1.31	81.88	0	84.96
19	72.68	0.09	0	75.41	0	73.64	0.06	69.18	0.02	68.41	0.55	82.44	0	84.96
20	73.68	0.09	0.64	76.04	0.18	73.82	0	69.18	0	68.42	0.01	82.45	0.01	84.97
21	73.73	0.09	0.01	76.05	0	73.82	0.15	69.33	0.05	68.46	0.62	83.07	0	84.97
22	82.70	0.08	0	76.05	0	73.82	3.45	72.78	0.23	68.7	0.01	83.08	0	84.97
23	83.10	0.08	0	76.05	0	73.82	0.85	73.63	1.02	69.72	1.98	85.05	0	84.97
24	86.19	0.07	0	76.05	0	73.82	0.05	73.69	0.21	69.93	0.02	85.07	0	84.97
25	87.62	0.07	0.03	76.08	0.13	73.95	0.99	74.67	0.03	69.96	0.11	85.18	0.01	84.98
26	87.85	0.07	0.92	77	4.48	78.43	0.03	74.7	0.19	70.15	0	85.18	0.17	85.15
27	89.56	0.07	0	77	0	78.43	0	74.7	0.41	70.55	0.21	85.4	0	85.15
28	93.16	0.07	0	77	0	78.43	0.06	74.76	0	70.55	0.04	85.44	0	85.15
29	99.55	0.06	0	77	0	78.43	0.01	74.77	0.01	70.56	0.04	85.48	0	85.15
30	101.48	0.06	0	77	0	78.43	0.01	74.78	1.03	71.59	0.01	85.49	0	85.15
31	106.41	0.06	0	77	0	78.43	0.01	74.79	0.31	71.9	0	85.5	0	85.15
32	111.37	0.06	2.13	79.12	0.78	79.21	0	74.79	0.03	71.93	0.01	85.5	0.4	85.54
33	111.51	0.06	0	79.13	0	79.21	0.65	75.44	0.39	72.32	1.17	86.67	0	85.54
34	117.60	0.05	13.35	92.48	0	79.21	0	75.44	0	72.32	0.03	86.71	0.04	85.59
35	120.34	0.05	0	92.48	0	79.21	0.06	75.5	0.48	72.8	0.34	87.05	0.01	85.6
36	120.37	0.05	0.11	92.58	0.02	79.23	0	75.5	0	72.8	0	87.05	7.84	93.43
37	126.52	0.05	0	92.58	0.07	79.3	0	75.5	0	72.8	0	87.05	0.35	93.78
38	128.66	0.05	0	92.58	0	79.3	0.2	75.71	0.38	73.18	0.61	87.66	0	93.78
39	129.05	0.05	0	92.58	0	79.3	0.23	75.94	0.05	73.23	0.25	87.92	0	93.78
40	129.85	0.05	0.01	92.59	0	79.31	0	75.94	0	73.23	0	87.92	5.21	98.99

41	136.57	0.05	0	92.59	0	79.31	0.01	75.95	0.01	73.24	0.07	87.99	0	98.99
42	138.33	0.05	0	92.59	0	79.31	0.64	76.59	0.22	73.46	0.25	88.24	0	98.99
43	146.11	0.04	0	92.59	0	79.31	0	76.59	0.3	73.75	1.5	89.74	0	98.99
44	147.84	0.04	0	92.59	0	79.31	0.26	76.85	0.56	74.31	0.56	90.31	0	98.99
45	155.94	0.04	0	92.59	0	79.31	0.1	76.95	0.2	74.51	0.17	90.48	0	98.99
46	163.67	0.04	0	92.59	0	79.31	0.02	76.97	0.03	74.54	0.07	90.55	0	98.99
47	166.18	0.04	0	92.59	0	79.31	0.15	77.12	0	74.54	0.6	91.15	0	98.99
48	168.31	0.04	0.17	92.77	0.01	79.32	0	77.12	0	74.54	0	91.15	0.16	99.15
49	170.41	0.04	0	92.77	0	79.32	0.05	77.16	0.17	74.71	0.12	91.27	0	99.15
50	172.88	0.04	0	92.77	0	79.32	0	77.17	0.03	74.74	0.37	91.64	0	99.15

Base



MIDAS/CIVIL
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

6.19914e-002
5.63559e-002
5.07203e-002
4.50847e-002
3.94491e-002
3.38135e-002
2.81779e-002
2.25423e-002
1.69068e-002
1.12712e-002
5.63559e-003
0.00000e+000

NATURALPERIOD=
6.326E-001

MODE 1

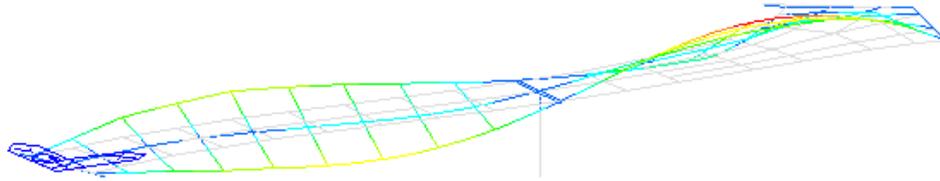
MAX : 20
MIN : 4085

FILE: VIAERMENA~
UNIT: kN,m
DATE: 02/27/2020

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Figura 19 – Modo di vibrare n.1

Base



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
7.23754e-002	
6.57958e-002	
5.92162e-002	
5.26366e-002	
4.60571e-002	
3.94775e-002	
3.28979e-002	
2.63183e-002	
1.97387e-002	
1.31592e-002	
6.57958e-003	
0.00000e+000	

NATURALPERIOD=
4.464E-001

MODE 2

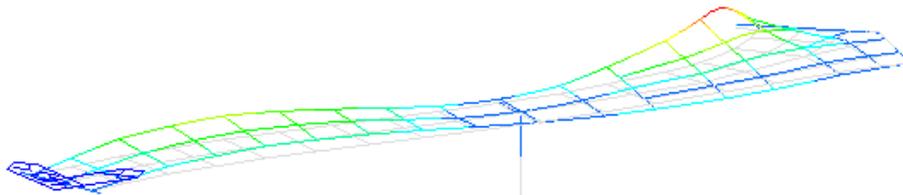
MAX : 4059
MIN : 4085

FILE: VIAERMENA~
UNIT: kN,m
DATE: 02/27/2020

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Figura 20 – Modo di vibrare n.2

Base



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
VIBRATION MODE	
9.33518e-002	
8.48652e-002	
7.63787e-002	
6.78922e-002	
5.94057e-002	
5.09191e-002	
4.24326e-002	
3.39461e-002	
2.54596e-002	
1.69730e-002	
8.48652e-003	
0.00000e+000	

NATURALPERIOD=
4.207E-001

MODE 3

MAX : 3044
MIN : 4085

FILE: VIAERMENA~
UNIT: kN,m
DATE: 02/27/2020

VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Figura 21 – Modo di vibrare n.3

13.2 Condizione SLC

Il dimensionamento dei dispositivi di vincolamento è stato effettuato per lo stato limite di collasso SLC; nella tabella seguente vengono riportate le reazioni vincolari in corrispondenza di ciascun dispositivo:

Pos.	Tipologia	EL	Ty	Tx
SpB	Unidirezionale	1	1435	0
	Multidirezionale	2	0	0
P1	Multidirezionale	3	0	0
	Unidirezionale	4	2699	0
	Multidirezionale	5	0	0
SpA	Multidirezionale	6	0	0
	Fisso	7	122	2568
	Fisso	8	230	2870
	Multidirezionale	9	0	0

Nella tabella i valori sono espressi in kN, si è inoltre adottata la seguente convenzione:

- Ty = taglio trasversale (agente in direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato)
- Tx = taglio longitudinale (agente in direzione parallela all'asse dell'impalcato)

13.3 Condizione SLV

Le sottostrutture sono dimensionate a stato limite della vita SLV; nella tabella seguente vengono riportate le reazioni vincolari in corrispondenza di ciascun dispositivo:

Pos.	Tipologia	EL	Ty	Tx
SpB	Unidirezionale	1	1085	0
	Multidirezionale	2	0	0
P1	Multidirezionale	3	0	0
	Unidirezionale	4	2176	0
	Multidirezionale	5	0	0
SpA	Multidirezionale	6	0	0
	Fisso	7	99	1929
	Fisso	8	186	2232
	Multidirezionale	9	0	0

Nella tabella i valori sono espressi in kN, si è inoltre adottata la seguente convenzione:

- Ty = taglio trasversale (agente in direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato)
- Tx = taglio longitudinale (agente in direzione parallela all'asse dell'impalcato)

14 REAZIONI VINCOLARI

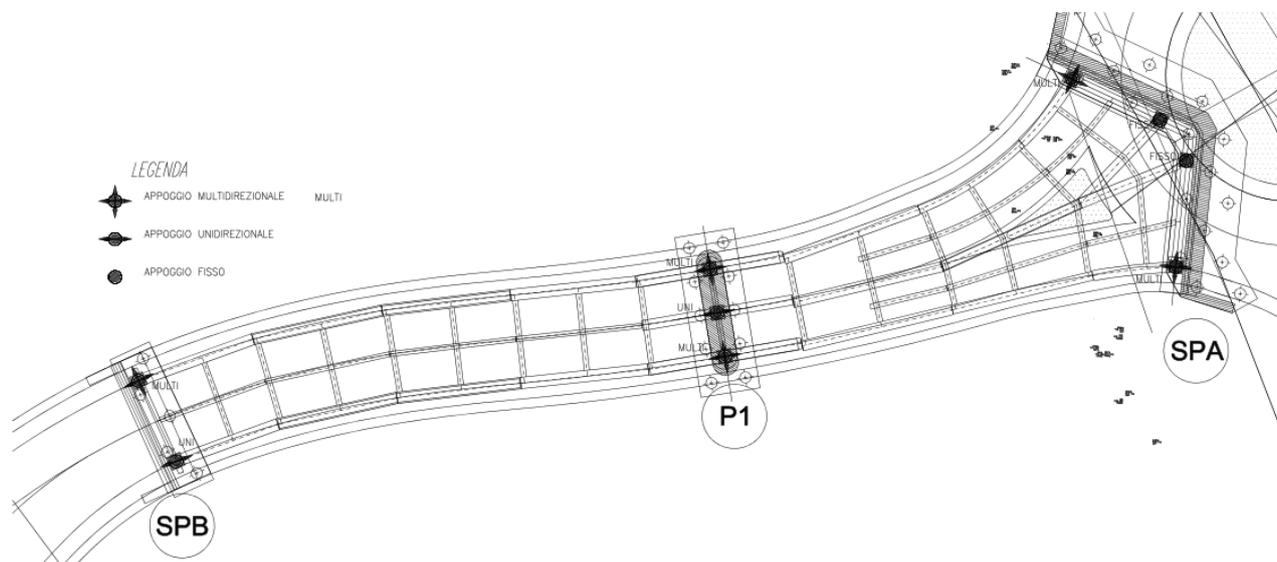


Figura 22 – Schema di vincolamento della struttura.

Combinazione STR - Azioni statiche

Pos.	Tipologia	EL	N	Ty	Tx
SpB	Unidirezionale	1	-4166	-611	0
	Multidirezionale	2	-2830	0	0
P1	Multidirezionale	3	-6796	0	0
	Unidirezionale	4	-7787	-1223	0
	Multidirezionale	5	-4123	0	0
SpA	Multidirezionale	6	-1565	0	0
	Fisso	7	-4307	-644	-615
	Fisso	8	-2067	-409	-500
	Multidirezionale	9	-2859	0	0

N (z) = il segno positivo indica una azione verticale verso l'alto

T (x) = indica una azione orizzontale con asse parallelo all'asse impalcato

T (y) = indica una azione orizzontale con asse perpendicolare all'asse impalcato

Combinazione- Azioni SISMICHE

Pos.	Tipologia	EL	Ty	Tx
SpB	Unidirezionale	1	1435	0
	Multidirezionale	2	0	0
P1	Multidirezionale	3	0	0
	Unidirezionale	4	2699	0
	Multidirezionale	5	0	0
SpA	Multidirezionale	6	0	0
	Fisso	7	122	2568
	Fisso	8	230	2870
	Multidirezionale	9	0	0

T (x) = indica una azione orizzontale con asse parallelo all'asse impalcato

T (y) = indica una azione orizzontale con asse perpendicolare all'asse impalcato

Scorrimenti per le azioni termiche

Spostamenti TERMICA					
ΔT	51.6	°C	SpA	-	cm
α	1.20E-05		P1	4.2	cm
			SpB	7.80	cm

14.1 Apparecchi di appoggio

Pos.	Tipologia	N	Ty	Tx	dx	dy
SpB	Unidirezionale	4500	1500	-	+/- 100 mm	-
	Multidirezionale	3000	-	-	+/- 100 mm	+/- 25 mm
P1	Multidirezionale	6800	-	-	+/- 50 mm	+/- 25 mm
	Unidirezionale	7800	2700	-	+/- 50 mm	-
	Multidirezionale	4500	-	-	+/- 50 mm	+/- 25 mm
SpA	Multidirezionale	3000	-	-	+/- 25 mm	+/- 25 mm
	Fisso	4500	700	2700	-	-
	Fisso	4500	700	2900	-	-
	Multidirezionale	3000	-	-	+/- 25 mm	+/- 25 mm

14.2 Giunti di dilatazione

Si dispone un giunto di dilatazione impermeabile con escursione ± 100 mm.

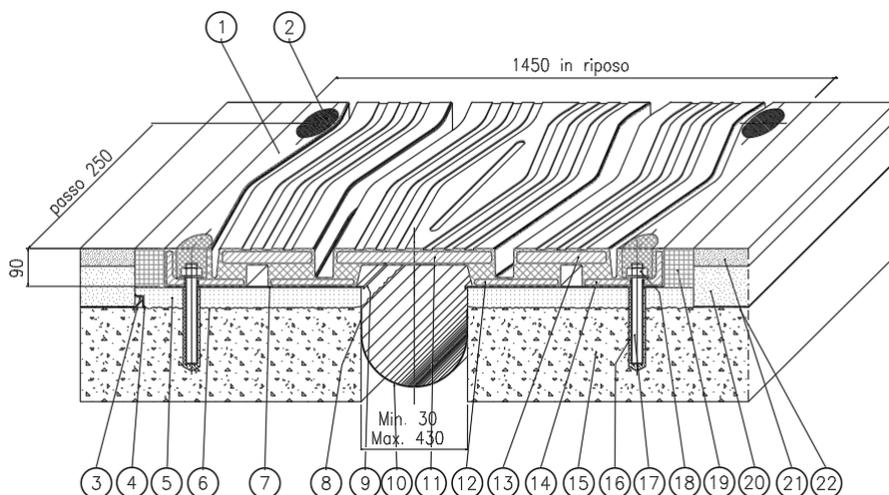


Figura 23 – Giunto di dilatazione

15 VERIFICA DELLA SOLETTA

16 VERIFICA DELLA SOLETTA

La soletta d'impalcato, avente spessore complessivo pari a 26 cm, viene realizzata mediante getto in opera su prédalle metalliche collaboranti, aventi spessore 5 mm. Le prédalle sono armate con tralicci 12/16/10, di altezza $H = 16.5$ cm, la cui geometria è mostrata in figura:

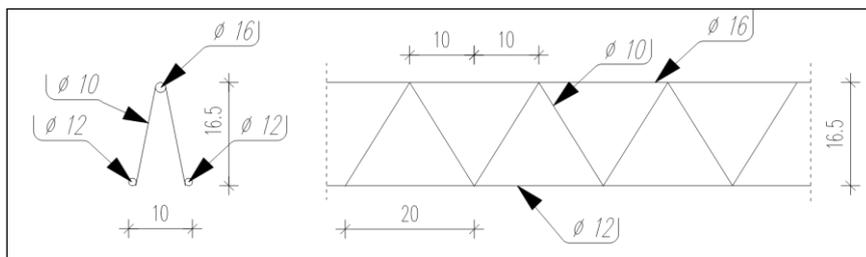


Figura 24: Geometria dei tralicci impiegati.

Le prédalle vengono appoggiate trasversalmente sulle travi principali di impalcato e sono costituite da moduli di larghezza tipologica 1.20 m. Alle prédalle sono saldati i tralicci di armatura, a passo tipologico pari a 40 cm.

Nel calcolo della soletta, sono state considerate le seguenti tre fasi di carico:

Fase 1

Le prédalle sono posate sulle travi con schema statico di trave semplicemente appoggiata con sbalzi laterali.

Gli sbalzi presentano luce tipologica pari a 2 m, mentre la porzione di campata tra le travi ha luce tipologica pari a 3.5 m.

La struttura resistente in questa fase è costituita esclusivamente dai tralicci, mentre la prédalle svolge l'unica funzione di cassero contenitivo collegato puntualmente ai tralicci resistenti. I tralicci sostengono, quindi, il proprio peso, il peso della prédalle ed il getto di cls fino al raggiungimento dello spessore definitivo di 26 cm.

Fase 2

La soletta presenta uno schema statico di trave appoggiata sulle travi principali, con sbalzi laterali, costituita dall'intero spessore di soletta (26 cm); i carichi in gioco sono i permanenti portanti. La prédalle metallica, opportunamente collegata al cls attraverso pioli, costituisce l'armatura inferiore della soletta.

Fase 3

Lo schema statico di calcolo è il medesimo della Fase 2, soggetto ai carichi mobili.

Per calcolare i parametri di sollecitazione e valutare gli effetti locali nella soletta è stato approntato un modello tridimensionale agli elementi finiti. Tale modello corrisponde alla soletta, per ciò che riguarda le geometrie, i parametri statici delle diverse sezioni e i vincoli nelle diverse fasi e sottofasi di calcolo.

Data la geometria particolare dell'opera, la modellazione è stata estesa all'intera soletta in modo da cogliere gli effetti dei carichi concentrati nelle diverse porzioni di impalcato.

La soletta è stata schematizzata tramite elementi di tipo PLATE, connessi alle travi di impalcato tramite elementi rigidi assialmente, rappresentativi della eccentricità esistente tra il baricentro della soletta e quello delle travi. Queste ultime sono modellate tramite elementi BEAM.

Dal modello così definito è possibile ricavare le azioni agenti sia in zona giunto sia in zone intermedie della soletta che non risentono degli effetti dei diaframmi connessi.

Base

Top

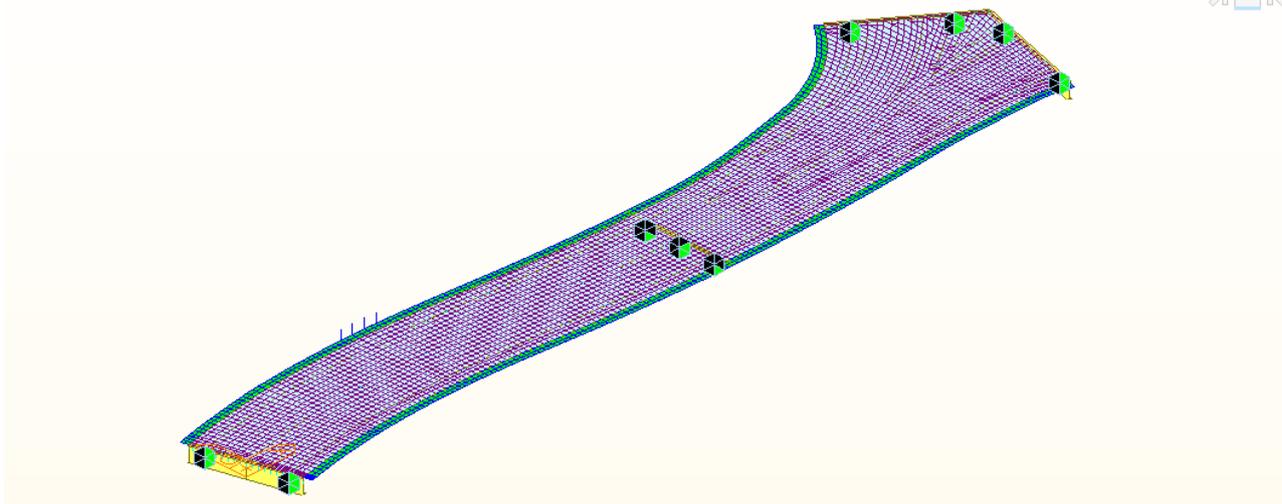


Figura 25 - Modello tridimensionale utilizzato per il calcolo della soletta

16.1 Verifica 1 ^ fase di getto

16.1.1 Verifica prédalle in fase di getto

Per la verifica dei tralicci durante la fase di getto, si considera un carico accidentale di 0.75 kN/m² che simula la presenza di operai e/o accumulo locale di materiale nella zona esterna della prédalle in accordo con il § 4.11.2 dell'EN1991-1-6:2005.

In figura è rappresentata la sequenza di getto: in prima fase vengono gettate la zona centrale della soletta, compresa tra le travi, e due zone laterali, di estensione pari a 1.25 m ciascuna; in seconda fase viene ultimato il getto con la realizzazione dei cordoli laterali.

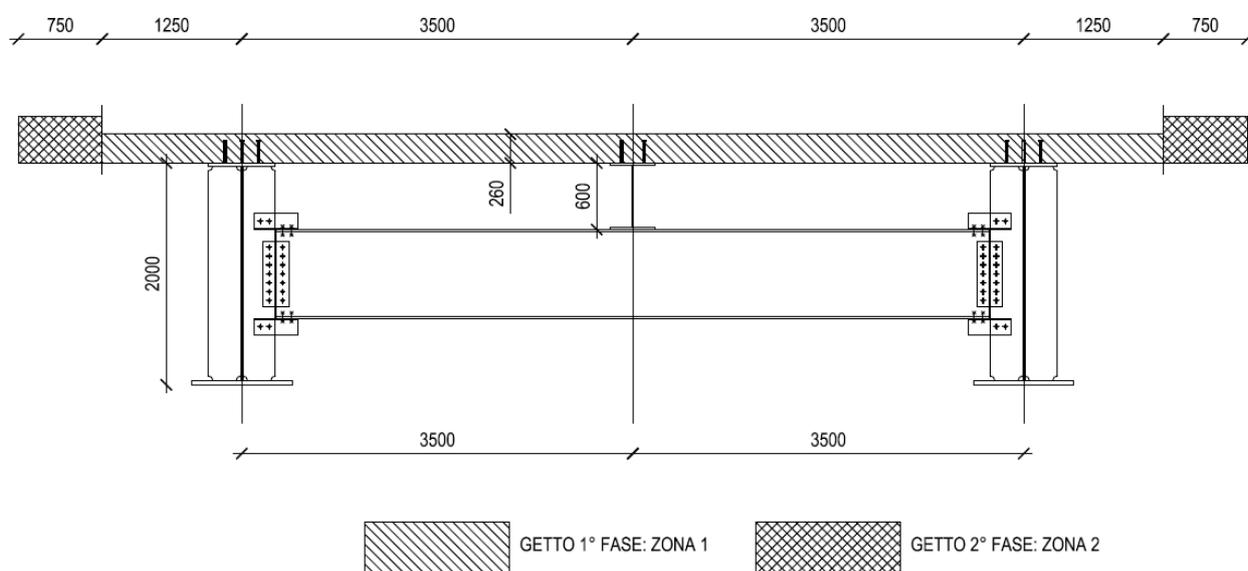


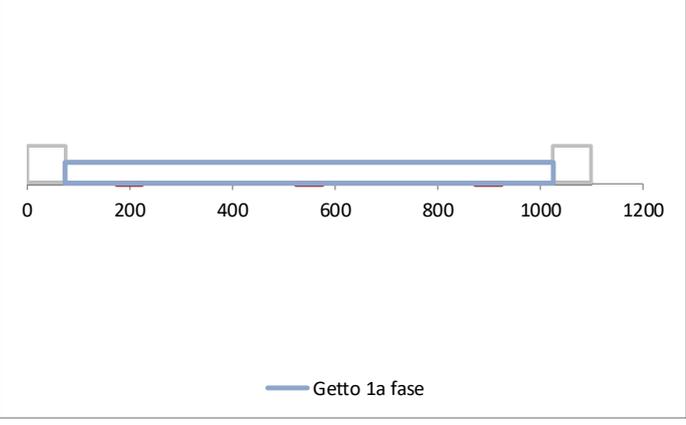
Figura 26 - Fasi di getto della soletta

La verifica in fase di getto viene svolta in termini di resistenza e stabilità dei correnti dei tralicci, essendo essi gli elementi resistenti in questa fase.

Laddove non diversamente specificato, le verifiche sono state condotte con riferimento a una larghezza di 1.2 m, pari all'interasse delle lastre prédalle.

Si riportano di seguito i dettagli del calcolo.

Verifica per la sezione trasversale corrente nel tratto P1-S2

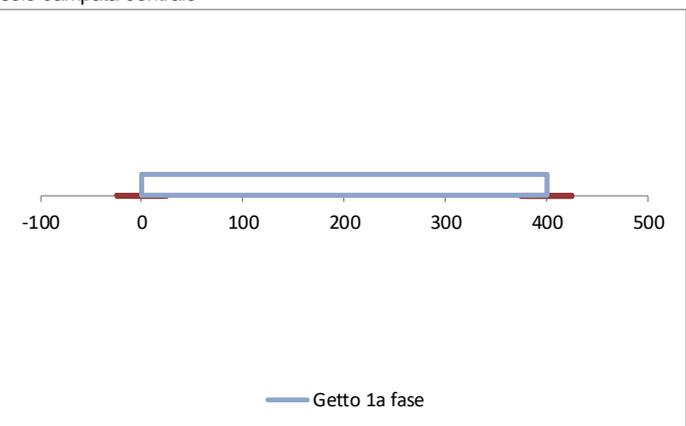
Dati geometrici																					
Tipo di schema statico	E		sbalzo + campata + campata + sbalzo																		
Larghezza totale	11,00	m																			
Larghezza marciapiede/cordolo sx	0,75	m																			
Spessore aggiuntivo sx	20	cm																			
Larghezza marciapiede/cordolo dx	0,75	m																			
Spessore aggiuntivo marciapiede dx	20	cm																			
Sbalzo complessivo soletta sx	2,00	m																			
Sbalzo getto sx	MAX 1,25	1,25		m																	
Luce riva sx	3,50	m																			
Luce di riva dx	3,50	m																			
Sbalzo getto dx	MAX 1,25	1,25		m																	
Sbalzo complessivo soletta dx	2,00	m																			
Spessore totale fondello	0,5	cm	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>H [mm]</th> <th>Φinf</th> <th>Φsup</th> <th>Φpar</th> <th>H utile [mm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tipo 1</td> <td>165</td> <td>12</td> <td>16</td> <td>10</td> <td>165</td> </tr> <tr> <td>Tipo 3</td> <td>165</td> <td>12</td> <td>16</td> <td>10</td> <td>165</td> </tr> </tbody> </table>		H [mm]	Φinf	Φsup	Φpar	H utile [mm]	Tipo 1	165	12	16	10	165	Tipo 3	165	12	16	10	165
	H [mm]	Φinf		Φsup	Φpar	H utile [mm]															
Tipo 1	165	12	16	10	165																
Tipo 3	165	12	16	10	165																
Materiale fondello	acciaio																				
Spessore totale soletta	26	cm																			
Spessore getto	25,5	cm																			
Interasse predalles	1,20	m																			
Numero tralicci / predalle (campata)	3	-																			
Numero tralicci / predalle (appoggio)	3	-																			
Larghezza piattabanda superiore	50	cm																			
Appoggio predalle sulle pb	10	cm																			

Armatura				
Armatura singolo traliccio (campata)				
Corrente superiore	1	Φ16	Af,cs = 201 mm ²	
Correnti inferiori	2	Φ12	Af,ci = 226 mm ²	
Arm. Inf. aggiuntiva 1	0	Φ20	Af,i1 = 0 mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Arm. Inf. aggiuntiva 2	0	Φ0	Af,i2 = 0 mm ²	
Predalle metallica		5	Af,p = 1728 mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Arm. Inf. aggiuntiva tot		Parziale	1728 mm ²	
Armatura intradosso		Af,inf =	1954 mm ²	
Armatura singolo traliccio (appoggio)				
Traliccio, superiore	1	Φ16	Af = 201 mm ²	
Traliccio, inferiore	2	Φ12	Af = 226 mm ²	
Arm. Inf. aggiuntiva 1	0	Φ16	Af,i1 = 0 mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Arm. Inf. aggiuntiva 2	0	Φ0	Af,i2 = 0 mm ²	
Predalle metallica		0	Af,p = 0 mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Arm. Inf. aggiuntiva tot	totale	Af =	0 mm ²	
Armatura inferiore	totale	Af =	226 mm ²	
			79	
Tralicciatura di parete	2	Φ10,0	passo 200 mm	base 108 mm

Carichi				
	Valori caratt/m ²	Valori caratt/predalle	Valori SLU/predalle	
Peso proprio fondello	0,39 kN/m ²	0,47 kN/m	0,64 kN/m	
Peso getto integrativo	6,38 kN/m ²	7,65 kN/m	10,33 kN/m	
Eventuale carico accidentale	0,75 kN/m ²	0,90 kN/m	1,35 kN/m	
Carico totale	7,52 kN/m ²	9,02 kN/m	12,31 kN/m	
Carico totale z. esterna al getto	1,14 kN/m ²	1,37 kN/m	1,99 kN/m	
Caratteristiche della sollecitazione (per singola predalle)				
Momento in campata transitorio, SLU	18,9 kNm	<i>calcolato in semplice appoggio sulla luce maggiore</i>		
Momento in campata a getto finito, SLU	13,6 kNm			
Momento sull'appoggio, SLU	-11,5 kNm	Momento sullo sbalzo, SLU	-24,63 kNm	
Taglio sull'appoggio, SLU	24,8 kN			
Verifiche di resistenza e stabilità 1a fase				
Campata				
Fmax corr. superiore (singolo traliccio)	-38 kN	$\sigma_{s,sup}$	-190 MPa	σ_s -125 MPa SLE ($\gamma=1$)
Fmax corr. inferiore (singolo traliccio)	38 kN	$\sigma_{s,inf}$	19 MPa	σ_s 13 MPa SLE ($\gamma=1$)
Barre superiori N,Ed sup =	-38,1 kN	OK!	< 55,2 kN	par. 4.2.4.1.3.1 DM17/1/2018
Barre inferiori armatura traliccio	0,116	Coefficienti di ripartizione sulle barre inferiori		
armatura aggiuntiva 1	0,000			
armatura aggiuntiva 2	0,000			
predalle metallica	0,884			
N,Ed traliccio =	2,2 kN	OK!	< 88,5 kN	par.4.2.4.1.2.1 DM17/1/2018
N,Ed aggiuntiva 1 =	0,0 kN			
N,Ed aggiuntiva 2 =	0,0 kN			
N,Ed predalle =	33,7 kN	OK!	< 676,2 kN	par.4.2.4.1.2 DM14/1/2008
Appoggio				
Fmax corr. superiore (singolo traliccio)	23 kN	σ_s	115 MPa	σ_s 76 MPa SLE ($\gamma=1$)
Fmax corr. inferiore (singolo traliccio)	-23 kN	σ_s	-102 MPa	σ_s -68 MPa SLE ($\gamma=1$)
Barra superiore N,Ed sup =	23,2 kN	OK!	< 79 kN	par.4.2.4.1.2.1 DM17/1/2018
Barre inferiori armatura traliccio	1,000	Coefficienti di ripartizione sulle barre inferiori		
armatura aggiuntiva 1	0,000			
armatura aggiuntiva 2	0,000			
predalle metallica	0,000			
N,Ed traliccio =	-11,6 kN	OK!	< 18,2 kN	par. 4.2.4.1.3.1 DM17/1/2018
N,Ed aggiuntiva 1 =	0,0 kN			
N,Ed aggiuntiva 2 =	0,0 kN			
N,Ed predalle =	0,0 kN			
Barra di parete N,Ed parete =	-5 kN	OK!	< 20 kN	par. 4.2.4.1.3.1 DM17/1/2018

Caratteristiche di sollecitazione 2° fase		si considera al netto del getto sullo sbalzo di prima fase			
Larghezza zona di getto in 2° fase	0,75 m	Larghezza sbalzo maggiore	2,00 m		
Spessore getto	25,5 cm				
Larghezza cordolo	0,75 m				
Spessore cordolo	20 cm				
	Valori caratt/m ²	Valori caratt/predalle	Valori SLU/predalle		
Peso fondello predalle	0,39 kN/m ²	0,47 kN/m	0,64 kN/m		
Peso getto integrativo	6,38 kN/m ²	7,65 kN/m	10,33 kN/m		
Peso getto cordolo	5 kN/m ²	6,00 kN/m	8,10 kN/m		
Veletta	0,25 kN/m	0,30 kN	0,41 kN		
Carico accidentale distribuito	0,75 kN/m ²	0,90 kN/m	1,35 kN/m		
Carico accidentale concentrato	3,00 kN	3,00 kN	4,50 kN		
Carico totale distribuito	12,52 kN/m ²	15,02 kN/m ²	20,41 kN/m		
Carico totale concentrato		3,30 kN	4,91 kN		
Momento max	9 kNm				
Taglio max	20 kN				
Momento max per la fase successiva	-22 kNm	momento all'appoggio			
Forza max di trazione (sup)	19 kN	σ _s	95 MPa		
Forza max compressione (parete)	4 kN				
Barra superiore N,Ed sup =	19 kN	OK!	<	79 kN	par.4.2.4.1.2.1 DM17/1/2018
Barra di parete N,Ed parete =	-4 kN	OK!	<	20 kN	par. 4.2.4.1.3.1 DM17/1/2018

Verifica per la massima luce di getto nel tratto S1-P1

Dati geometrici				solo campata centrale				
Tipo di schema statico	A							
Larghezza totale	4,00 m							
	0,75 m							
	20 cm							
	0,75 m							
	20 cm							
Interasse travi	MAX	0,00	0,00 m					
	MAX	0,00	0,00 m					
Spessore totale fondello	0,5 cm							
Materiale fondello	acciaio							
Spessore totale soletta	26 cm							
Spessore getto	25,5 cm							
Interasse predalles	1,20 m							
Numero tralicci / predalle (campata)	3	Tipo	1	H [mm]	Φ _{inf}	Φ _{sup}	Φ _{par}	H utile [mm]
Numero tralicci / predalle (appoggio)	3	Tipo	1	165	12	16	10	165
Larghezza piattabanda superiore	50 cm							
Appoggio predalle sulle pb	10 cm							

Armatura						
Armatura singolo traliccio (campata)						
Corrente superiore	1	Φ16	Af,cs =	201	mm ²	
Correnti inferiori	2	Φ12	Af,ci =	226	mm ²	
Arm. Inf. aggiuntiva 1	0	Φ20	Af,i1 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Arm. Inf. aggiuntiva 2	0	Φ0	Af,i2 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Predalle metallica		5	Af,p =	1728	mm ²	
Arm. Inf. aggiuntiva tot			Parziale	1728	mm ²	
Armatura intradosso			Af,inf =	1954	mm ²	
Armatura singolo traliccio (appoggio)						
Traliccio, superiore	1	Φ16	Af =	201	mm ²	
Traliccio, inferiore	2	Φ12	Af =	226	mm ²	
Arm. Inf. aggiuntiva 1	0	Φ16	Af,i1 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Arm. Inf. aggiuntiva 2	0	Φ0	Af,i2 =	0	mm ²	numero di barre aggiuntive/traliccio
Predalle metallica		0	Af,p =	0	mm ²	
Arm. Inf. aggiuntiva tot		totale	Af =	0	mm ²	
Armatura inferiore		totale	Af =	226	mm ²	
				79		
Tralicciatura di parete	2	Φ10,0	passo	200	mm	base 108 mm

Carichi			
	Valori caratt/m ²	Valori caratt/predalle	Valori SLU/predalle
Peso proprio fondello	0,39 kN/m ²	0,47 kN/m	0,64 kN/m
Peso getto integrativo	6,38 kN/m ²	7,65 kN/m	10,33 kN/m
Eventuale carico accidentale	0,75 kN/m ²	0,90 kN/m	1,35 kN/m
Carico totale	7,52 kN/m ²	9,02 kN/m	12,31 kN/m
Carico totale z.esterna al getto	1,14 kN/m ²	1,37 kN/m	1,99 kN/m

Caratteristiche della sollecitazione (per singola predalle)			
Momento in campata transitorio, SLU	24,6 kNm	<i>calcolato in semplice appoggio sulla luce maggiore</i>	
Momento in campata a getto finito, SLU	24,6 kNm		
Momento sull'appoggio, SLU	0,0 kNm	Momento sullo sbalzo, SLU	0,00 kNm
Taglio sull'appoggio, SLU	24,6 kN		

Verifiche di resistenza e stabilità 1a fase					
Campata					
Fmax corr.superiore (singolo traliccio)	-50 kN	σ _{s,sup}	-248 MPa	σ _s	-163 MPa SLE (γ=1)
Fmax corr.inferiore (singolo traliccio)	50 kN	σ _{s,inf}	25 MPa	σ _s	17 MPa SLE (γ=1)
Barre superiori	N,Ed sup = -49,8 kN	OK!	<	55,2 kN	par. 4.2.4.1.3.1 DM17/1/2018
Barre inferiori	armatura traliccio 0,116	Coefficienti di ripartizione sulle barre inferiori			
	armatura aggiuntiva 1 0,000				
	armatura aggiuntiva 2 0,000				
	predalle metallica 0,884				
	N,Ed traliccio = 2,9 kN	OK!	<	88,5 kN	par.4.2.4.1.2.1 DM17/1/2018
	N,Ed aggiuntiva 1 = 0,0 kN				
	N,Ed aggiuntiva 2 = 0,0 kN				
	N,Ed predalle = 44,0 kN	OK!	<	676,2 kN	par.4.2.4.1.2 DM14/1/2008

16.2 Sollecitazioni fasi successive di getto

Si riportano di seguito le sollecitazioni caratteristiche ottenute dal modello di calcolo. Per la valutazione degli effetti locali in soletta è stato considerato lo Schema di Carico 2 di cui al § 5.1.3.3.3 del D.M. 17.01.2018.

16.2.1 Sollecitazioni trasversali

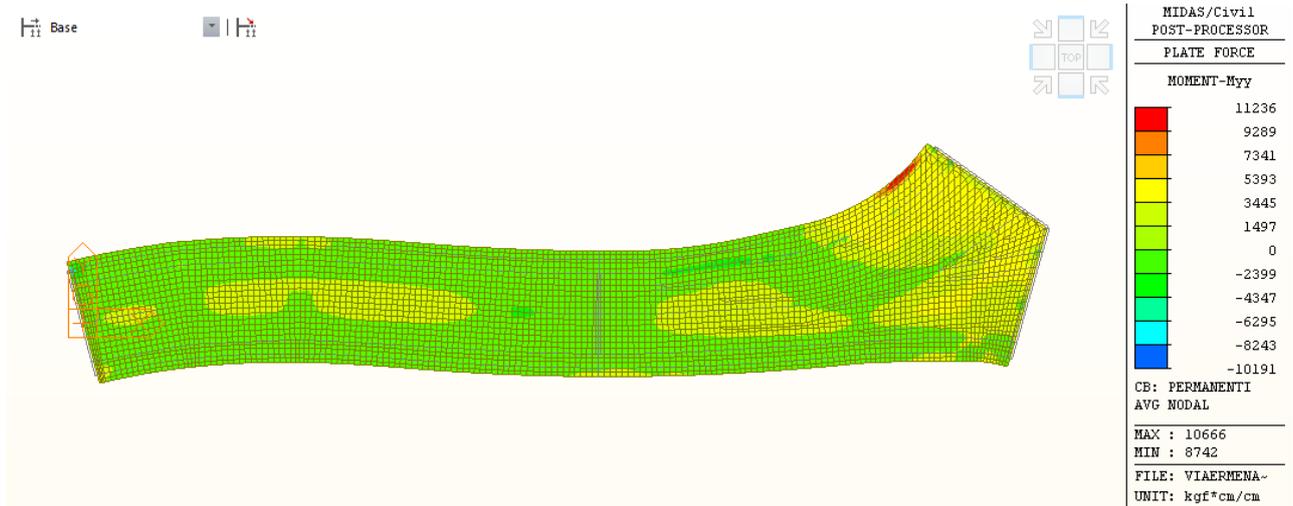


Figura 27 - Carichi permanenti di 2^a fase

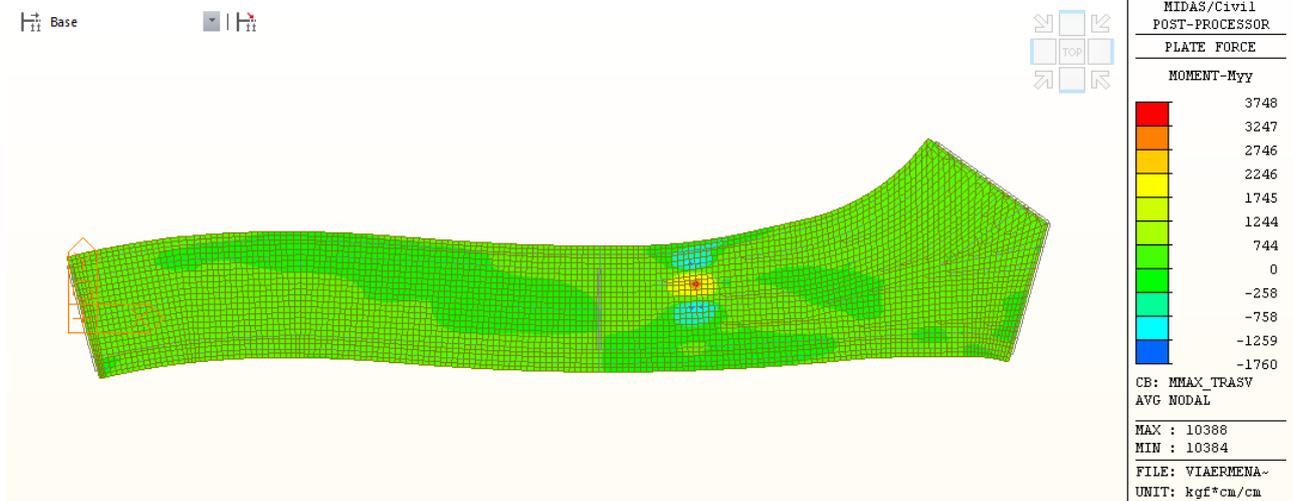


Figura 28 - Carichi mobili – configurazione max M+ in campata in zona tipo

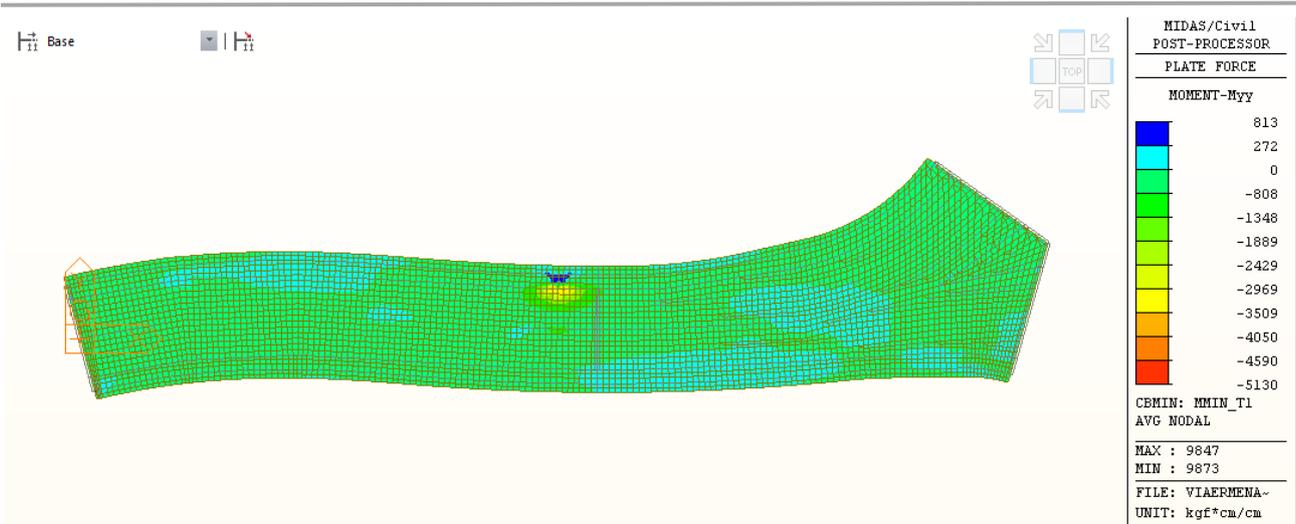


Figura 29 - Carichi mobili - configurazione min M- trave in zona tipo

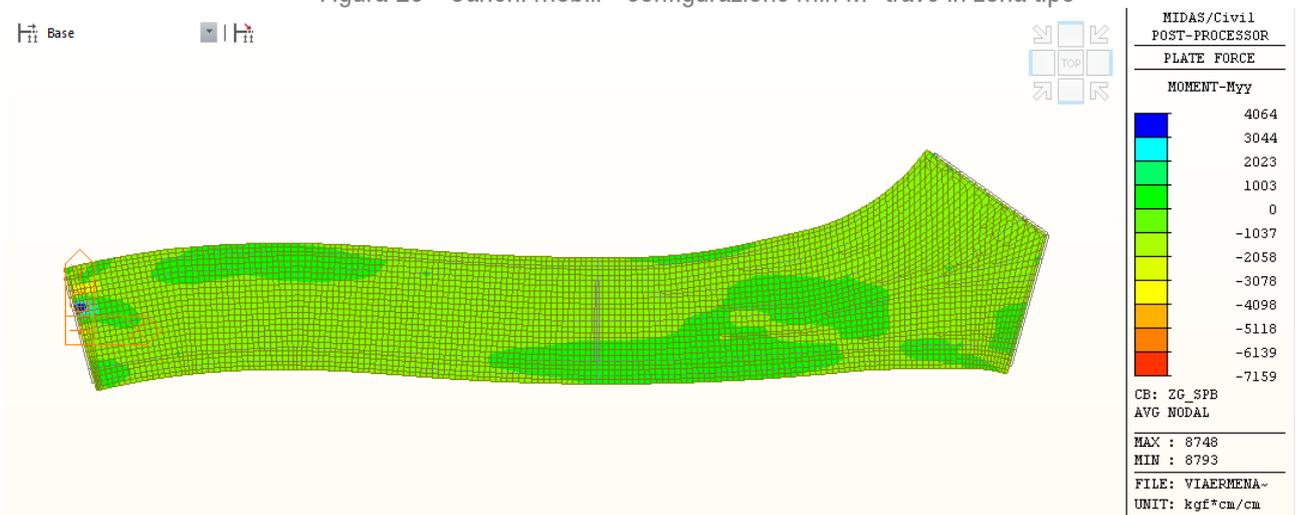


Figura 30 - Carichi mobili - configurazione min M- in zona giunto

		Momenti flettenti trasversali					
		1	2	3	5	6	7
		daN*cm/cm	daN*cm/cm	daN*cm/cm	daN*cm/cm	daN*cm/cm	daN*cm/cm
Permanenti	g2	-2754	1117	851	-1020	-2714	333
Traffico	q1 concentrati	-4226	3747	-1329	973	-3656	4063
Svio	q8				-4406		
DESCRIZIONE DELLA COMBINAZIONE		Appoggio trave (ZT)	Campata (ZT)	Appoggio longherina negativo (ZT)	Urto su cordolo (APPOGGIO)	Appoggio trave (ZG)	Campata (ZG)

16.3 Verifica a flessione

Le verifiche di resistenza a flessione sono condotte ai sensi del § 4.1.2.3.4.2 del DM 17/01/2018.

Le verifiche di fessurazione sono condotte ai sensi del § 4.1.2.2.4.5 del DM 17/01/2018, applicando le procedure di calcolo indicate nella norma UNI EN 1992-1-1:2005 al § 7.3.

Nello specifico, è stato verificato che, sotto la combinazione di carico frequente, l'ampiezza delle fessure in zona tesa rispetti il limite previsto dal §4.1.2.2.4 DM 17/01/2018 del per condizioni ambientali aggressive:

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1 , XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Sensibile Stato limite	Armatura	
				w_k	Poco sensibile Stato limite w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure $\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure $\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure $\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure $\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure $\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure $\leq w_1$

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

La verifica a fessurazione non è stata, invece, condotta nelle condizioni di flessione positiva, poiché in tal caso è presente la prédalle metallica in zona tesa.

In ordine, si presentano i seguenti risultati:

- Verifiche trasversali in zona tipo;
- Verifiche trasversali in corrispondenza dell'appoggio sulla longherina;
- Verifiche trasversali in zona giunto;

Laddove non diversamente specificato, le verifiche in direzione trasversale sono state condotte per la condizione geometrica e di carico più gravosa e con riferimento a una larghezza di 1.2 m, pari all'interasse delle lastre prédalle. Quest'ultima è prevista accuratamente saldata alle travi e lungo i bordi nonché dotata di pioli $\phi 13$ distribuiti e tali da renderla collaborante con il getto di soletta; tuttavia, a favore di sicurezza, nelle verifiche che seguono la prédalle è stata considerata collaborante con la soletta solo nella condizione di momento trasversale positivo e per uno spessore equivalente di 2,5 mm, come detto in precedenza.

16.3.1 Verifica a momento negativo in direzione trasversale - zona tipo

Le verifiche di resistenza a flessione sono condotte con riferimento al massimo valore di copriferro tra quelli delle armature presenti e, di conseguenza, nella condizione di braccio minimo.

Caratteristiche geometriche e armatura

B	1200 mm	Armatura estradosso <--	3	Φ16
H	260 mm	Atot 2,884 mm ²	6	Φ22
c sup	61 mm		6	Φ12
c inf	12 mm		0	Φ16
ricopr.sup	41 mm	Atot 679 mm ²	0	Φ20
ricopr. inf	6 mm	Armatura intradosso <--		0
Bracci armature dal lembo superiore	dtral,sup 97 mm	dtral,inf mm		
	dagg,sup 52 mm	dagg1,inf mm		
	deq 61.4 mm	dagg2,inf mm		
	h tral 165 mm	dpredalle mm		
		deq mm		

SLU - Verifica di resistenza

Dati

Caratteristiche geometriche

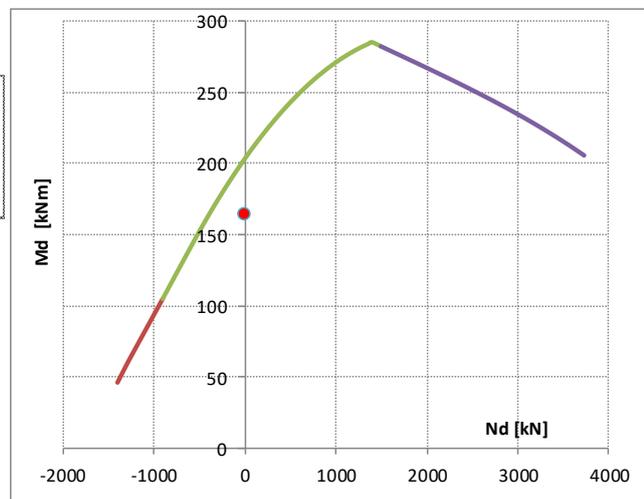
h =	260 mm	Arm. estradosso <--	3	Φ16
b =	1200 mm	Atot 2884 mm ²	6	Φ22
d =	199 mm		6	Φ12
A _s =	2884 mm ²		0	Φ16
A' _s =	679 mm ²	Atot 679 mm ²	0	Φ20
c =	61 mm	Arm. intradosso <--		0
c' =	12 mm	ξ' 0.0604 copriferro compresso adimensionale = c' / d		
E _s =	210,000 MPa	ξ'' 0.3092 copriferro teso adimensionale = c / d		
		ρ _m 0.2612 rapporto meccanico armatura tesa = A _s · f _{yd} / (b · d · f _{cd})		
		ρ _m ' 0.0614 rapporto meccanico armatura compressa = A' _s · f _{yd} / (b · d · f _{cd})		

Caratteristiche di sollecitazione

M _{sdl}	22 kNm
M _{sdlI}	142 kNm
M _{Sd}	164 kNm
N _{Sd}	0 kN

Tensioni di progetto

f _{cd} cls =	18.1 MPa
f _{yd} acciaio =	391.3 MPa



Posizione asse neutro a rottura

ξ _{Rd} 0.250	3
-----------------------	---

Momento resistente

M _{Rd} =	204 kNm
-------------------	---------

> M_{Sd}

164 kNm

Verificato in campo 3. Acciaio compresso snervato

Il quantitativo minimo di armatura necessaria a controllare la fessurazione nelle zone tese è stato determinato con riferimento al §7.3.2 della UNI EN 1992-1:2005:

SLE - Combinazione frequente			
Verifica quantitativo minimo di armatura			
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-cls
k	1	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi
$M_{Ed,SLEfreq}$	-71	kNm	ƒessure prima di 28 giorni?
Breve termine			no
Sezione non fessurata		Sezione fessurata	
$\sigma_{c,comp}$	4.94	MPa	$\sigma_{c,comp}$ 9.84 MPa
$\sigma_{s,comp}$	28.31	MPa	$\sigma_{s,comp}$ 49.91 MPa
$\sigma_{s,teso}$	-15.63	MPa	$\sigma_{s,teso,fasell}$ 137.86 MPa
$\sigma_{c,teso}$	-4.78	MPa	$\sigma_{s,teso,fasel}$ 77.32 MPa
			$\sigma_{s,teso}$ 215.18 MPa
k_c	0.046	-	coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione
$A_{s,min}$	55	mm ²	A_s 2884 mm ²
Verifica fessurazione			
Barre	Aderenza migliorata	Ferro	agg
K1	0.8	coefficiente aderenza armatura	
K2	0.5	coefficiente di distribuzione delle tensioni	
K3	3.4	← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)	
K4	0.425		
p medio	133 mm	distanza media fra le barre tese	
Φ_{eq}	22.0 mm	diametro equivalente	
hc,eff	66 mm	altezza tesa efficace	
Aeff	79,363 mm ²	area tesa efficace	
As	2,884 mm ²	armatura tesa	
ρ_{peff}	0.0363	rapporto geometrico di armatura efficace	
ricopr _{net}	41.0 mm	ricoprimento netto barre tese	
$s_{r,max}$	242 mm	distanza massima tra le fessure	
α_e	6.30	coeff. omogeneizzazione	
k_t	0.60	coeff. omogeneizzazione	
σ_s	147.3 MPa	tensione nell'acciaio	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	4.209E-04	scorrimento acciaio calcestruzzo	
w_k	0.102 mm	apertura della fessura ≤ 0.300	

OK!

OK!

SLE - Combinazione quasi permanente
Verifica quantitativo minimo di armatura

$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-cls
k	1	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi
$M_{Ed,SLEqp}$	-33	kNm	Fessure prima di 28 giorni?
Lungo termine			no
Sezione non fessurata			
$\sigma_{c,comp}$	2.13	MPa	
$\sigma_{s,comp}$	29.07	MPa	
$\sigma_{s,teso}$	-15.09	MPa	
$\sigma_{c,teso}$	-1.98	MPa	
Sezione fessurata			
$\sigma_{c,comp}$	3.23	MPa	
$\sigma_{s,comp}$	41.57	MPa	
$\sigma_{s,teso,fasell}$	66.25	MPa	
$\sigma_{s,teso,fasel}$	77.32	MPa	
$\sigma_{s,teso}$	143.57	MPa	
k_c	0.254	-	coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione
$A_{s,min}$	295	mm ²	$\leq A_s$ 2884 mm ²

OK!

Verifica fessurazione

Barre	Aderenza migliorata	Ferro	agg
K1	0.8	coefficiente aderenza armatura	
K2	0.5	coefficiente di distribuzione delle tensioni	
K3	3.4	← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)	
K4	0.425		
p medio	133 mm	distanza media fra le barre tese	
Φ_{eq}	22.0 mm	diametro equivalente	
hc,eff	66 mm	altezza tesa efficace	
A _{eff}	79,363 mm ²	area tesa efficace	
A _s	2,884 mm ²	armatura tesa	
ρ_{peff}	0.0363	rapporto geometrico di armatura efficace	
ricopr _{net}	41.0 mm	ricoprimento netto barre tese	
$s_{r,max}$	242 mm	distanza massima tra le fessure	
α_e	15.00	coeff. omogeneizzazione	
k_t	0.40	coeff. omogeneizzazione	
σ_s	71.7 MPa	tensione nell'acciaio	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	2.048E-04	scorrimento acciaio calcestruzzo	
w_k	0.050 mm	apertura della fessura \leq 0.200	

OK!

SLE - Limitazione tensioni di esercizio

Riferimento: UNI EN 1992-1-1 par. 7.3

Tensioni di esercizio – **Combinazione caratteristica**

M_{Ed} [kN]	2a fase	1a fase	Tensioni totali		Limite
σ_c	-8	0	-8	<	19.2 MPa
$\sigma_{s,sup}$	168	77	245	<	360 MPa
$\sigma_{s,inf}$	-105	-69	-174		

Tensioni di esercizio – **Combinazione quasi permanente**

M_{Ed}	2a fase	1a fase	Tensioni totali		Limite
σ_c	-3	0	-3	<	14.4 MPa

OK!

OK!

OK!

OK!

16.3.2 Verifica a momento positivo in direzione trasversale – campata zona tipo

Caratteristiche geometriche e armatura

B	1200 mm	Armatura estradosso <--	3	Φ16
H	260 mm	Atot 1,744 mm ²	3	Φ22
c sup	68 mm		6	Φ12
c inf	4 mm		0	Φ20
ricopr.sup	41 mm	Atot 3,271 mm ²	0	Φ20
ricopr. inf	6 mm	Armatura intradosso <--	2.5	
Bracci armature dal lembo superiore	dtral,sup 97 mm	dtral,inf mm		
	dagg,sup 52 mm	dagg1,inf mm		
	deq 67.6 mm	dagg2,inf mm		
	h tral 165 mm	dpredalle mm		
		deq mm		

SLU - Verifica di resistenza

Dati

Caratteristiche geometriche

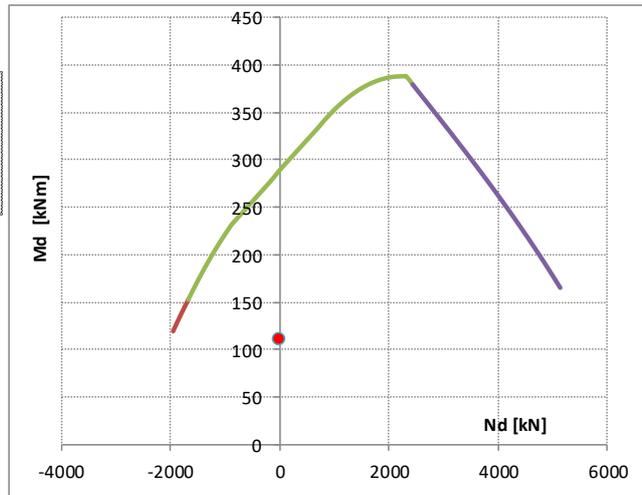
h =	260 mm	Arm. estradosso <--	3	Φ16
b =	1200 mm	Atot 1744 mm ²	3	Φ22
d =	256 mm		6	Φ12
A _s =	3271 mm ²		0	Φ20
A' _s =	1744 mm ²	Atot 3271 mm ²	0	Φ20
c =	4 mm	Arm. intradosso <--	2.5	
c' =	68 mm			
E _s =	210,000 MPa			
		ξ' 0.2637	copriferro compresso adimensionale = c' / d	
		ξ'' 0.0148	copriferro teso adimensionale = c / d	
		ρ _m 0.2296	rapporto meccanico armatura tesa = A _s · f _{yd} / (b · d · f _{cd})	
		ρ _m ' 0.1224	rapporto meccanico armatura compressa = A' _s · f _{yd} / (b · d · f _{cd})	

Caratteristiche di sollecitazione

M _{sdl}	14 kNm
M _{sdlI}	97 kNm
M _{sdl}	111 kNm
N _{sdl}	0 kN

Tensioni di progetto

f _{cd} cls =	18.1 MPa
f _{yd} acciaio =	391.3 MPa



Posizione asse neutro a rottura

ξ _{Rd} 0.275	3
-----------------------	---

Momento resistente

M_{Rd} = 290 kNm

> M_{sdl}

111 kNm

Verificato in campo 3. Acciaio compresso elastico

SLE - Limitazione tensioni di esercizio					
Riferimento: UNI EN 1992-1-1 par.7.3					
Tensioni di esercizio – Combinazione caratteristica					
M_{Ed} [kN]	2a fase	1a fase	Tensioni totali		Limite
σ_c	4	0	4	<	19.2 MPa
$\sigma_{s,sup}$	-20	-126	-146		
$\sigma_{s,inf}$	82	0	82	<	360 MPa
Tensioni di esercizio – Combinazione quasi permanente					
M_{Ed}	2a fase	1a fase	Tensioni totali		Limite
σ_c	0.86	0	0.86	<	14.4 MPa

OK!

OK!

OK!

OK!

16.3.3 Verifica a momento negativo in direzione trasversale – appoggio su longherina

Le verifiche di resistenza a flessione sono condotte con riferimento al massimo valore di copriferro tra quelli delle armature presenti e, di conseguenza, nella condizione di braccio minimo.

Caratteristiche geometriche e armatura

B	1200 mm	Armatura estradosso <--	3	Φ16
H	260 mm	Atot 1,744 mm ²	3	Φ22
c sup	68 mm		6	Φ12
c inf	12 mm		0	Φ16
ricopr.sup	41 mm	Atot 679 mm ²	0	Φ20
ricopr. inf	6 mm	Armatura intradosso <--		0
Bracci armature dal lembo superiore	dtral,sup 97 mm	dtral,inf mm		
	dagg,sup 52 mm	dagg1,inf mm		
	deq 67.6 mm	dagg2,inf mm		
	h tral 165 mm	dpredalle mm		
		deq mm		

SLU - Verifica di resistenza

Dati

Caratteristiche geometriche

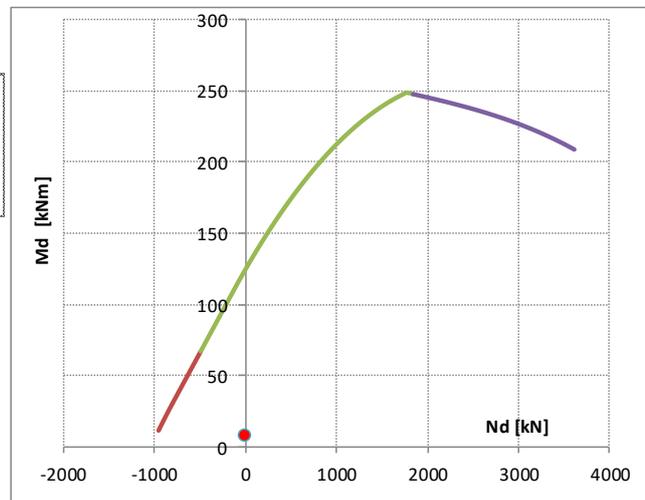
h =	260 mm	Arm. estradosso <--	3	Φ16
b =	1200 mm	Atot 1744 mm ²	3	Φ22
d =	192 mm		6	Φ12
A _s =	1744 mm ²		0	Φ16
A' _s =	679 mm ²	Atot 679 mm ²	0	Φ20
c =	68 mm	Arm. intradosso <--		0
c' =	12 mm	ξ' 0.0624 copriferro compresso adimensionale = c' / d		
E _s =	210,000 MPa	ξ'' 0.3511 copriferro teso adimensionale = c / d		
		ρ _m 0.1629 rapporto meccanico armatura tesa = A _s · f _{yd} / (b · d · f _{cd})		
		ρ _m ' 0.0634 rapporto meccanico armatura compressa = A' _s · f _{yd} / (b · d · f _{cd})		

Caratteristiche di sollecitazione

M _{sdl}	0 kNm
M _{sdlI}	7 kNm
M _{sdl}	7 kNm
N _{sdl}	0 kN

Tensioni di progetto

f _{cd} cls =	18.1 MPa
f _{yd} acciaio =	391.3 MPa



Posizione asse neutro a rottura

ξ _{Rd} 0.124	3
-----------------------	---

Momento resistente

M _{Rd} =	124 kNm
-------------------	---------

> M_{sdl}

7 kNm

Verificato in campo 3. Acciaio compresso snervato

SLE - Combinazione frequente					
Verifica quantitativo minimo di armatura					
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-cls		
k	1	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi		
$M_{Ed,SLEfreq}$	-2	kNm	fessure prima di 28 giorni?		no
Breve termine					
Sezione non fessurata			Sezione fessurata		
$\sigma_{c,comp}$	0.12	MPa	$\sigma_{c,comp}$	0.31	MPa
$\sigma_{s,comp}$	0.70	MPa	$\sigma_{s,comp}$	1.45	MPa
$\sigma_{s,teso}$	-0.37	MPa	$\sigma_{s,teso,fasell}$	5.68	MPa
$\sigma_{c,teso}$	-0.12	MPa	$\sigma_{s,teso,fasel}$	77.32	MPa
			$\sigma_{s,teso}$	83.00	MPa
k_c	0.391	-	coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione		
$A_{s,min}$	469	mm ²	\leq	A_s	1744 mm ²
Verifica fessurazione					
Barre	Aderenza migliorata		Ferro agg		
K1	0.8		coefficiente aderenza armatura		
K2	0.5		coefficiente di distribuzione delle tensioni		
K3	3.4		← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)		
K4	0.425				
p_{medio}	200 mm		distanza media fra le barre tese		
Φ_{eq}	22.0 mm		diametro equivalente		
$h_{c,eff}$	70 mm		altezza tesa efficace		
A_{eff}	84,529 mm ²		area tesa efficace		
A_s	1,744 mm ²		armatura tesa		
ρ_{peff}	0.0206		rapporto geometrico di armatura efficace		
ρ_{net}	41.0 mm		ricoprimento netto barre tese		
$s_{r,max}$	321 mm		distanza massima tra le fessure		
α_e	6.30		coeff. omogeneizzazione		
k_t	0.60		coeff. omogeneizzazione		
σ_s	6.3 MPa		tensione nell'acciaio		
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	1.798E-05		scorrimento acciaio calcestruzzo		
w_k	0.006 mm		apertura della fessura		\leq 0.300

OK!

OK!

La verifica a fessurazione in condizione quasi permanente non è stata riportata in quanto l'assenza di carichi mobili in combinazione produce in corrispondenza della longherina un momento positivo.

SLE - Limitazione tensioni di esercizio					
Riferimento: UNI EN 1992-1-1 par.7.3					
Tensioni di esercizio – Combinazione caratteristica					
M_{Ed} [kN]	2a fase	1a fase	Tensioni totali		Limite
σ_c	-1	0	-1	<	19.2 MPa
$\sigma_{s,sup}$	19	77	96	<	360 MPa
Tensioni di esercizio – Combinazione quasi permanente					
M_{Ed}	2a fase	1a fase	Tensioni totali		Limite
σ_c	1	0	1	<	14.4 MPa

OK!

OK!

OK!

16.3.4 Verifiche a momento negativo in direzione trasversale - zona giunto

Caratteristiche geometriche e armatura

B	1200 mm	Armatura estradosso <--	3	Φ16
H	260 mm	Atot 2,884 mm ²	6	Φ22
c sup	61 mm		6	Φ12
c inf	12 mm		0	Φ16
ricopr.sup	41 mm	Atot 679 mm ²	0	Φ20
ricopr. inf	6 mm	Armatura intradosso <--	0	0
Bracci armature dal lembo superiore	dtral,sup 97 mm	dtral,inf mm		
	dagg,sup 52 mm	dagg1,inf mm		
	deq 61.4 mm	dagg2,inf mm		
	h tral 165 mm	dpredalle mm		
		deq mm		

SLU - Verifica di resistenza

Dati

Caratteristiche geometriche

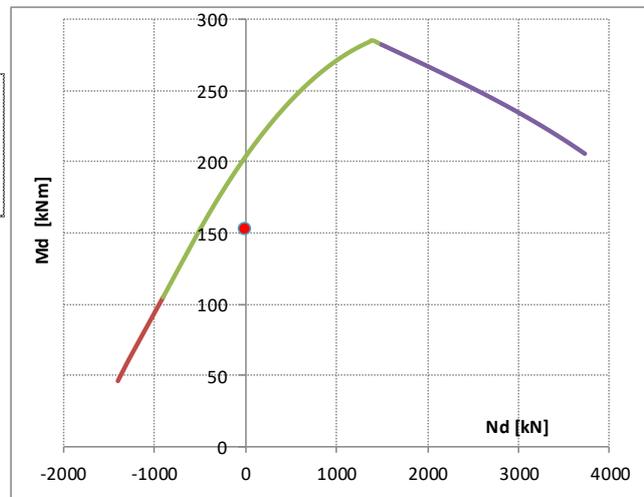
h =	260 mm	Arm. estradosso <--	3	Φ16
b =	1200 mm	Atot 2884 mm ²	6	Φ22
d =	199 mm		6	Φ12
A _s =	2884 mm ²		0	Φ16
A' _s =	679 mm ²	Atot 679 mm ²	0	Φ20
c =	61 mm	Arm. intradosso <--	0	0
c' =	12 mm			
E _s =	210,000 MPa	ξ' 0.0604	copriferro compresso adimensionale = c' / d	
		ξ'' 0.3092	copriferro teso adimensionale = c / d	
		ρ _m 0.2612	rapporto meccanico armatura tesa = A _s · f _{yd} / (b · d · f _{cd})	
		ρ _m ' 0.0614	rapporto meccanico armatura compressa = A' _s · f _{yd} / (b · d · f _{cd})	

Caratteristiche di sollecitazione

M _{sdl}	22 kNm
M _{sdlI}	130 kNm
M _{sdl}	152 kNm
N _{sdl}	0 kN

Tensioni di progetto

f _{cd} cls =	18.1 MPa
f _{yd} acciaio =	391.3 MPa



Posizione asse neutro a rottura

ξ _{Rd} 0.250	3
-----------------------	---

Momento resistente

M _{Rd} =	204 kNm
-------------------	---------

> MSd

152 kNm

Verificato in campo 3. Acciaio compresso snervato

Il quantitativo minimo di armatura necessaria a controllare la fessurazione nelle zone tese è stato determinato con riferimento al §7.3.2 della UNI EN 1992-1:2005:

SLE - Combinazione frequente			
Verifica quantitativo minimo di armatura			
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-cls
k	1	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi
$M_{Ed,SLEfreq}$	-65	kNm	essure prima di 28 giorni?
Breve termine			no
Sezione non fessurata		Sezione fessurata	
$\sigma_{c,comp}$	4.55	MPa	$\sigma_{c,comp}$ 9.07 MPa
$\sigma_{s,comp}$	26.08	MPa	$\sigma_{s,comp}$ 45.97 MPa
$\sigma_{s,teso}$	-14.40	MPa	$\sigma_{s,teso,fasell}$ 126.98 MPa
$\sigma_{c,teso}$	-4.40	MPa	$\sigma_{s,teso,fasel}$ 77.32 MPa
			$\sigma_{s,teso}$ 204.30 MPa
k_c	0.074	-	coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione
$A_{s,min}$	88	mm ²	A_s 2884 mm ²
Verifica fessurazione			
Barre	Aderenza migliorata	Ferro	agg
K1	0.8	coefficiente aderenza armatura	
K2	0.5	coefficiente di distribuzione delle tensioni	
K3	3.4	← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)	
K4	0.425		
p medio	133 mm	distanza media fra le barre tese	
Φ_{eq}	22.0 mm	diametro equivalente	
hc,eff	66 mm	altezza tesa efficace	
A _{eff}	79,363 mm ²	area tesa efficace	
A _s	2,884 mm ²	armatura tesa	
ρ_{peff}	0.0363	rapporto geometrico di armatura efficace	
ricopr _{net}	41.0 mm	ricoprimento netto barre tese	
$s_{r,max}$	242 mm	distanza massima tra le fessure	
α_e	6.30	coeff. omogeneizzazione	
k_t	0.60	coeff. omogeneizzazione	
σ_s	135.7 MPa	tensione nell'acciaio	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	3.877E-04	scorrimento acciaio calcestruzzo	
w_k	0.094 mm	apertura della fessura ≤ 0.300	

OK!

OK!

SLE - Combinazione quasi permanente					
Verifica quantitativo minimo di armatura					
$f_{ct,eff}$	3.02	MPa	tensione di aderenza acciaio-cls		
k	1	-	coeff. per gli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi		
$M_{Ed,SLEqp}$	-33	kNm	ƒessure prima di 28 giorni?	no	
Lungo termine					
Sezione non fessurata			Sezione fessurata		
$\sigma_{c,comp}$	2.10	MPa	$\sigma_{c,comp}$	3.19	MPa
$\sigma_{s,comp}$	28.65	MPa	$\sigma_{s,comp}$	40.97	MPa
$\sigma_{s,teso}$	-14.87	MPa	$\sigma_{s,teso,fasell}$	65.29	MPa
$\sigma_{c,teso}$	-1.95	MPa	$\sigma_{s,teso,fasel}$	77.32	MPa
			$\sigma_{s,teso}$	142.61	MPa
k_c	0.256	-	coeff. per forma distribuzione tensioni pre-fessurazione		
$A_{s,min}$	297	mm ²	\leq	A_s	2884 mm ²
Verifica fessurazione					
Barre	Aderenza migliorata		Ferro agg		
K1	0.8		coefficiente aderenza armatura		
K2	0.5		coefficiente di distribuzione delle tensioni		
K3	3.4		← raccomandazioni EC 2-1-1 par. 7.3.4.(3)		
K4	0.425				
p medio	133 mm		distanza media fra le barre tese		
Φ_{eq}	22.0 mm		diametro equivalente		
hc,eff	66 mm		altezza tesa efficace		
A _{eff}	79,363 mm ²		area tesa efficace		
A _s	2,884 mm ²		armatura tesa		
ρ_{peff}	0.0363		rapporto geometrico di armatura efficace		
ricopr _{net}	41.0 mm		ricoprimento netto barre tese		
$s_{r,max}$	242 mm		distanza massima tra le fessure		
α_e	15.00		coeff. omogeneizzazione		
k_t	0.40		coeff. omogeneizzazione		
σ_s	70.6 MPa		tensione nell'acciaio		
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	2.019E-04		scorrimento acciaio calcestruzzo		
w_k	0.049 mm		apertura della fessura \leq 0.200		

OK!

OK!

SLE - Limitazione tensioni di esercizio					
Riferimento: UNI EN 1992-1-1 par. 7.3					
Tensioni di esercizio – Combinazione caratteristica					
M_{Ed} [kN]	2a fase	1a fase	Tensioni totali		Limite
σ_c	-7	0	-7	<	19.2 MPa
$\sigma_{s,sup}$	153	77	231	<	360 MPa
Tensioni di esercizio – Combinazione quasi permanente					
M_{Ed}	2a fase	1a fase	Tensioni totali		Limite
σ_c	-3	0	-3	<	14.4 MPa

OK!

OK!

OK!

16.4 Verifiche a taglio

In accordo al § 4.1.2.1.3.5.2 del DM 17.01.2018 e al § 6.2 della norma UNI EN 1992-1-1:2005, la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio.

Nel caso in esame, gli elementi resistenti sono costituiti dalle aste di parete dei tralici di prédalle, dalle armature trasversali di soletta e dal corrente compresso di calcestruzzo e le bielle compresse ad inclinazione variabile.

La verifica di resistenza agli SLU si traduce, così, nel verificare che: $V_{Rd} > V_{ed}$ in cui V_{ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Il valore del taglio resistente si assume come il minore tra il la resistenza a "taglio trazione" dell'armatura trasversale $V_{Rs,d}$, e la resistenza a "taglio compressione" del puntone di calcestruzzo d'anima $V_{Rc,d}$. Più precisamente:

$$V_{Rd} = \min [V_{Rs,d}; V_{Rc,d}]$$

Dove

$$V_{Rs,d} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot sen \alpha$$

resistenza a taglio trazione dell'armatura

$$V_{Rc,d} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) / (1 + ctg^2 \theta)$$

resistenza a taglio compressione

d	altezza utile della sezione
b _w	larghezza minima della sezione
A _{sw}	area dell'armatura trasversale (a taglio)
s	interasse tra due armature trasversali (a taglio) consecutive
f _{yd}	resistenza al limite di snervamento dell'acciaio di armatura
f'cd	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima f'cd = 0.5 f'cd
α	inclinazione delle armature trasversali (a taglio) rispetto all'asse della trave
θ	è l'inclinazione variabile dei puntoni d'anima tale che 1 < ctg θ < 2.5

La verifica viene condotta su una sezione con le caratteristiche qui sotto descritte:

GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
Altezza della sezione.....	H	254	[mm]
Base della sezione.....	b _w	1000	[mm]
Altezza utile della sezione.....	d	159	[mm]
Area della sezione di calcestruzzo.....	A _c	254000	[mm ²]
Diametro massimo delle barre di armatura trasversale di soletta.....	φ _{max}	22	[mm]
Diametro minimo delle barre di armatura trasversale di soletta.....	φ _{min}	16	[mm]

Verifica in presenza di specifiche armature a taglio (§ 4.1.2.1.3.5.2 del DM 17.01.2018):

Elementi senza armature resistenti a taglio			
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	182.25	[kN]
Elementi con armature resistenti al taglio			
L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave.....	θ	21.8	[°]
Diametro delle staffe.....	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di bracci.....	n_b	5	[-]
Interasse tra due armature a taglio consecutive.....	s	200	[mm]
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio rispetto all'asse della trave.....	α	58.78	[°]
Coefficiente di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato.....	v	0.5	[-]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio.....	A_{sw}	393	[mm ²]
Coefficiente maggiorativo.....	α_c	1.00	[-]
Resistenza di calcolo fornita dall'armatura a taglio.....	V_{Rsd}	292	[kN]
Resistenza di calcolo fornita dai puntoni di calcestruzzo.....	V_{Red}	556	[kN]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	V_{Rd}	292	[kN]

verificato

16.5 Verifiche locali - Urto del veicolo in svio

Al fine di valutare l'effetto prodotto sull'impalcato da un veicolo in svio, si è fatto riferimento alle Linee Guida ANAS per la progettazione di ponti e viadotti stradali a travata, le quali schematizzano l'azione di collisione/urto di veicolo in svio con un sistema di forze orizzontali trasversali, applicate alla quota di 1 m dal piano viario, cui si associa un carico verticale isolato (schema di carico II, in accordo con il § 5.1.3.10 delle NTC 18) posizionato in adiacenza al sicurvia e disposto nella posizione più gravosa:

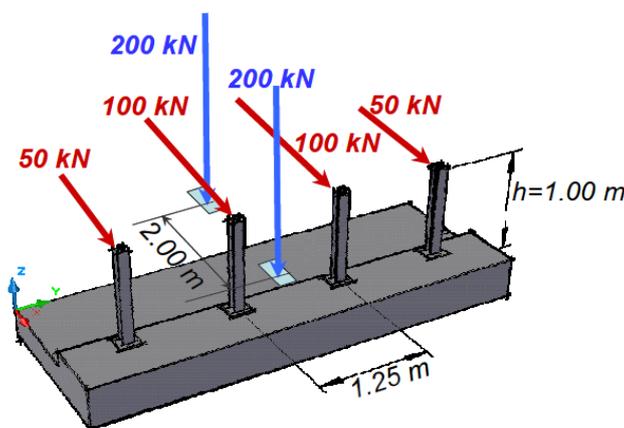


Figura 31 - Sistema di forze equivalenti all'urto di un veicolo in svio.

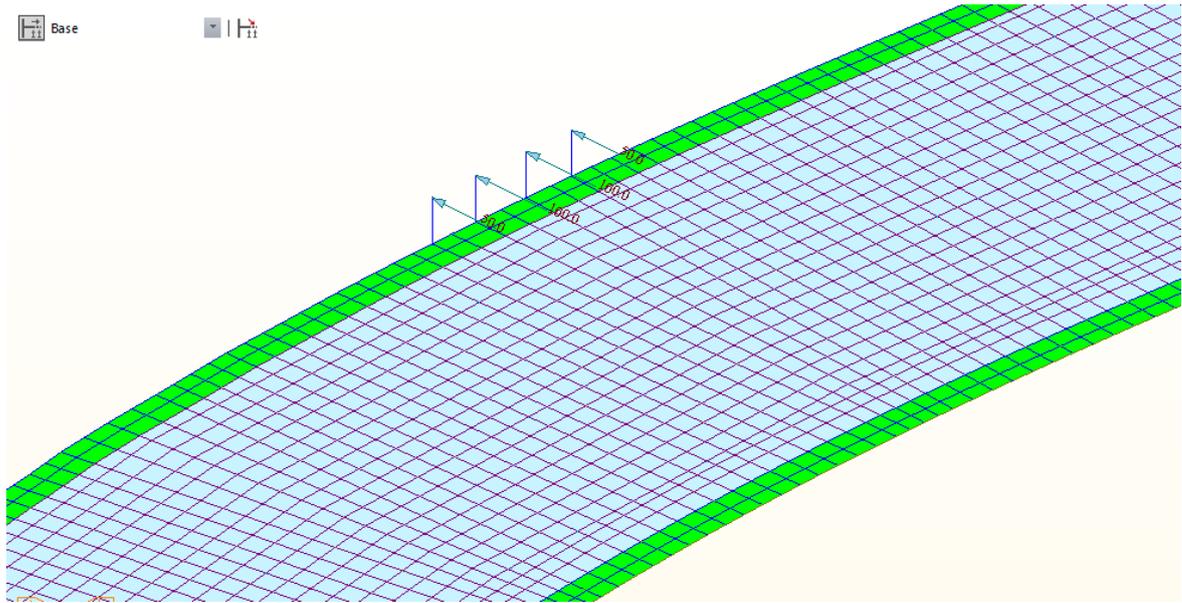


Figura 32: Applicazione nel modello tridimensionale delle forze orizzontali equivalenti all'urto

Le sollecitazioni in direzione trasversale indotte in questa configurazione di carico sono le seguenti:

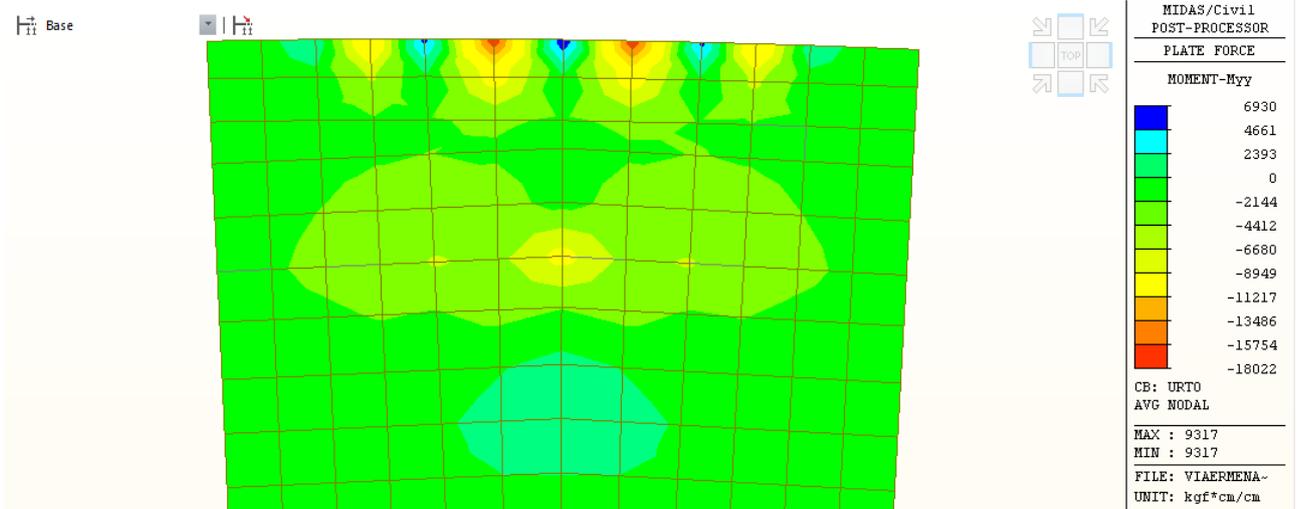


Figura 33 - Momenti flettenti trasversali indotti nella condizione di urto di un veicolo in svio

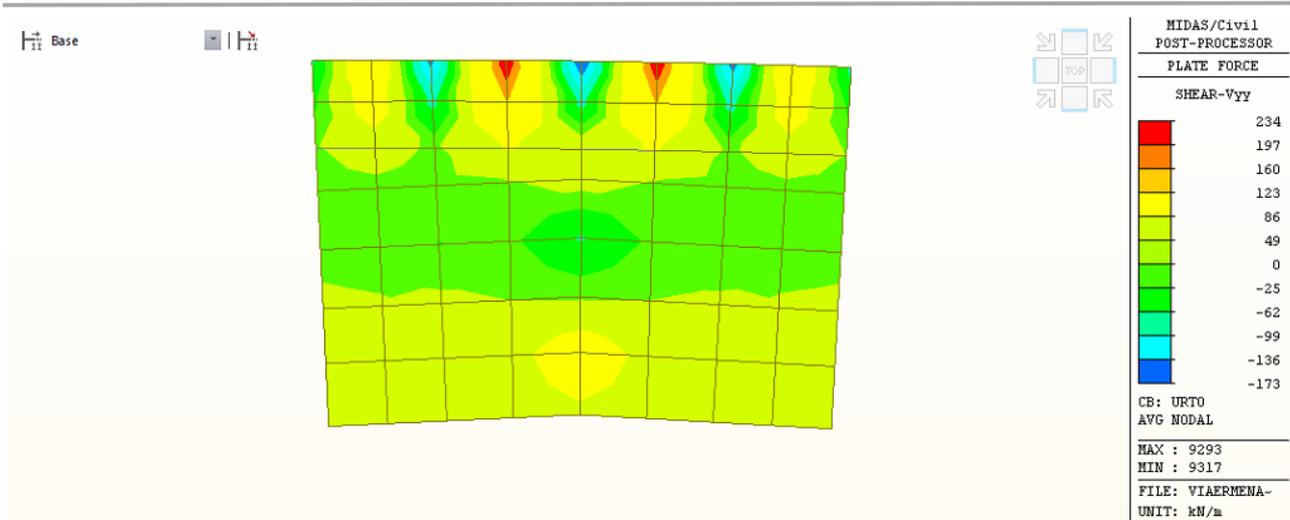


Figura 34: Sollecitazioni taglianti in direzione trasversale indotte dalla condizione di urto di un veicolo in svio

Le verifiche sono state condotte ai soli SLU, adottando coefficienti parziali di sicurezza unitari per il sistema di forze orizzontali equivalenti all'urto.

16.5.1 Verifica a tenso-flessione

La verifica di resistenza a tenso- flessione della sezione verticale maggiormente sollecitata è stata condotte ai sensi del § 4.1.2.3.4.2 del DM 17/01/2018, con riferimento ad una larghezza di 1.25 m, pari all'interasse tra due montanti successivi del sicurvia.

Caratteristiche geometriche e armatura

B	1250 mm	Armatura estradosso	<--	Traliccio	3	Φ16
H	260 mm	Atot	2,488 mm ²	Integrativa	6	Φ20
c sup	99 mm			Traliccio	6	Φ12
c inf	12 mm			Integrativa 1	0	Φ16
ricopr.sup	89 mm	Atot	679 mm ²	Integrativa 2	0	Φ20
ricopr. inf	6 mm	Armatura intradosso	<--	Predalle metallica		0
Bracci armature dal lembo superiore	dtral,sup	97 mm		dtral,inf	248.0 mm	
	dagg,sup	99 mm		dagg1,inf		
	deq	98.5 mm		dagg2,inf		
	h tral	165 mm		dpredalle	257.0 mm	
				deq	248.0 mm	

SLU - Verifica di resistenza

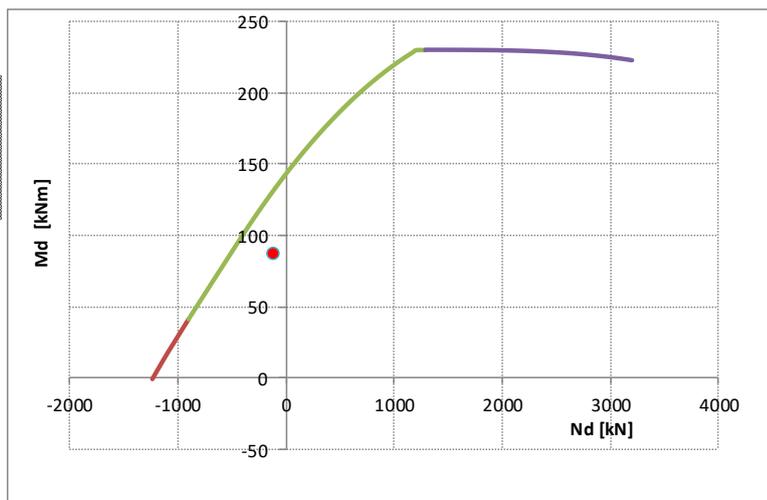
Dati

Caratteristiche geometriche

h =	260 mm	Arm. estradosso	<--	Traliccio	3	Φ16
b =	1250 mm	Atot	2488 mm ²	Integrativa	6	Φ20
d =	161 mm			Traliccio	6	Φ12
A _s =	2488 mm ²			Integrativa 1	0	Φ16
A' _s =	679 mm ²	Atot	679 mm ²	Integrativa 2	0	Φ20
c =	99 mm	Arm. intradosso	<--	Predalle metallica		0
c' =	12 mm	ξ'	0.0743	copriferro compresso adimensionale = c' / d		
E _s =	210,000 MPa	ξ''	0.6101	copriferro teso adimensionale = c / d		
		ρ _m	0.2660	rapporto meccanico armatura tesa = A _s · f _{yd} / (b · d · f _{cd})		
		ρ _m '	0.0725	rapporto meccanico armatura compressa = A' _s · f _{yd} / (b · d · f _{cd})		

Caratteristiche di sollecitazione

M _{sdl,I}	20 kNm
M _{sdl,II}	67 kNm
M _{Sd}	87 kNm
N _{Sd}	-100 kN



Posizione asse neutro a rottura

ξ _{Rd} 0.208	Campo 3
-----------------------	---------

Momento resistente

M_{Rd} = 133 kNm

> M_{Sd}

87 kNm

Verificato in campo 3. Acciaio compresso snervato

16.5.2 Verifica a taglio - soletta

La verifica a taglio della sezione verticalmente maggiormente sollecitata è stata condotta con riferimento al § 4.1.2.3.5.2 del DM 17.01.2018:

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Altezza della sezione	H	254	[mm]
Base della sezione	b _w	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	159	[mm]
Area della sezione di calcestruzzo	A _c	254000	[mm ²]
Diametro massimo delle barre di armatura trasversale di soletta	φ _{max}	22	[mm]
Diametro minimo delle barre di armatura trasversale di soletta	φ _{min}	16	[mm]

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	234	[kN]
Elementi con armature resistenti al taglio			
L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave.....	θ	21,8	[°]
Diametro delle staffe.....	φ _{sw}	10	[mm]
Numero di bracci.....	n _b	5	[-]
Interasse tra due armature a taglio consecutive.....	s	200	[mm]
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio rispetto all'asse della trave.....	α	58,78	[°]
Coefficiente di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato.....	v	0,5	[-]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio.....	A _{sw}	393	[mm ²]
Coefficiente maggiorativo.....	α _c	1,00	[-]
Resistenza di calcolo fornita dall'armatura a taglio.....	V _{Rs,d}	292	[kN]
Resistenza di calcolo fornita dai puntoni di calcestruzzo.....	V _{Rcd}	608	[kN]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	V_{Rd}	292	[kN]

verificato

16.5.3 Verifica a torsione

La verifica a torsione per effetto del momento indotto dall'urto è stata condotta secondo il § 4.1.2.3.6 del DM 17/01/2018.

Lo schema resistente nei confronti delle sollecitazioni torcenti è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo ad inclinazione variabile.

La verifica di resistenza agli SLU si traduce, così, nel verificare che: $T_{Rd} > T_{ed}$ in cui T_{ed} è il valore di progetto del momento torcente agente.

La resistenza di progetto a torsione T_{Rd} è, invece, il minore tra tre distinti contributi:

$$T_{Rd} = \min [T_{Rs,d}; T_{Rc,d}; T_{Rl,d}]$$

Dove

$$T_{Rs,d} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg \vartheta \quad \text{contributo resistente delle staffe trasversali}$$

$$T_{Rc,d} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg \vartheta / (1 + ctg^2 \vartheta) \quad \text{contributo resistente delle bielle in calcestruzzo}$$

$$T_{Rl,d} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / ctg \vartheta \quad \text{contributo resistente dell'armatura longitudinale}$$

t spessore della ideale sezione cava perimetrale resistente a torsione

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico

A_s area delle staffe

s passo delle staffe

f_{yd} resistenza al limite di snervamento dell'acciaio di armatura

f'cd resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima f'cd = 0.5 f'cd

u_m perimetro medio del nucleo resistente

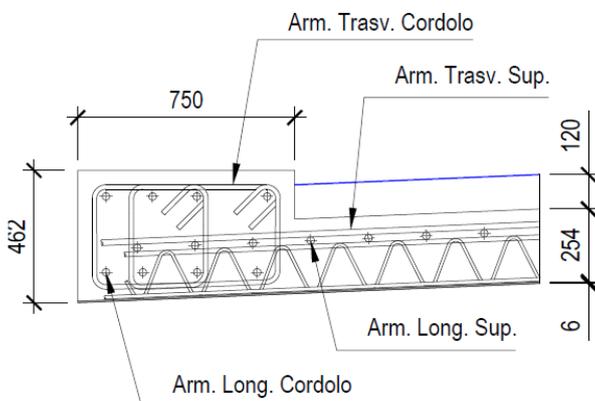
θ inclinazione variabile delle bielle compresse rispetto all'asse della trave, tale che 1 < ctg θ < 2.5

ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali

A favore di sicurezza, la verifica è stata condotta con riferimento all'altezza minima della sezione di cordolo e considerando come armatura longitudinale resistente solo quella contenuta all'interno dell'ideale profilo cavo resistente; inoltre, è stato trascurato il contributo della prédalle metallica nel meccanismo resistente a torsione.

La sezione di verifica presenta, dunque, le caratteristiche di seguito riportate:

GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
Altezza della sezione.....	H	421	[mm]
Base della sezione.....	b_w	750	[mm]
Altezza utile della sezione.....	d	275	[mm]
Area della sezione di calcestruzzo.....	A_c	315750	[mm ²]
Diametro massimo delle barre di armatura longitudinale di cordolo.....	ϕ_{max}	16	[mm]
Diametro minimo delle barre di armatura longitudinale di cordolo.....	ϕ_{min}	10	[mm]



Resistenza nei confronti delle sollecitazioni torcenti			
Valore di calcolo del momento torcente agente	T_{Ed}	101	[kNm]
Contributo delle bielle di calcestruzzo			
L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave.....	θ	45.00	[°]
Area della sezione.....	A_c	315750	[mm ²]
Perimetro della sezione.....	u	2342	[mm]
Spessore della sezione cava resistente.....	t	146	[mm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima.....	f_{cd}	13.60	[N/mm ²]
Contributo delle staffe			
Diametro delle staffe.....	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di bracci.....	n_b	4	[-]
Interasse tra due armature a taglio consecutive.....	s	200	[mm]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio.....	A_s	314	[mm ²]
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico.....	A	166100	[mm ²]
Contributo dell'armatura longitudinale			
Perimetro medio del nucleo resistente.....	u_m	1758	[mm]
Area complessiva delle barre longitudinali.....	ΣA_l	1608	[mm ²]
Resistenza di calcolo fornita dai puntoni di calcestruzzo.....	T_{Rcd}	330	[kNm]
Resistenza di calcolo fornita dall'armatura a taglio.....	T_{Rsd}	235	[kNm]
Resistenza di calcolo fornita dall'armatura longitudinale.....	T_{Rld}	137	[kNm]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	T_{Rd}	137	[kNm]

verificato

16.5.4 Verifica a taglio - cordolo

La verifica a taglio del cordolo sotto l'azione della forza d'urto è stata condotta con riferimento al § 4.1.2.3.5.1 del DM 17.01.2018:

Elementi senza armature resistenti a taglio		
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	100 [kN]
Armatura longitudinale tesa nella sezione.....	A_{s1}	1571 [mm ²]
Valore di calcolo dello sforzo normale agente.....	N_{Ed}	0 [kN]
Valore di calcolo del momento flettente.....	M_{Ed}	0 [kNm]
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$).....	σ_{cp}	0,000 [N/mm ²]
Rapporto geometrico di armatura trasversale di soletta ($\leq 0,02$).....	ρ_1	0,002 [-]
Coefficiente k (effetto ingranamento).....	k	1,538 [-]
	V_{min}	0,395 [N/mm ²]
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		443 [kN]
Resistenza a taglio dell'elemento	V_{Rd}	443 [kN]

verificato

16.5.5 Verifica di taglio scorrimento per effetto dell'azione da urto

La tensione tangenziale indotta dall'urto all'interfaccia tra getto della soletta e quello del gradino di cordolo è stata calcolata secondo il § 6.2.5 della EN 1992-1-1. Nello specifico, essa è data da:

$$V_{Edi} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{z \cdot b_i}$$

Dove:

β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata

V_{Ed} area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico

z braccio della coppia interna

b_i passo delle staffe

Sempre con riferimento al § 6.2.5, è possibile calcolare la resistenza di progetto a taglio all'interfaccia cordolo-soletta:

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Nella quale:

c, μ coefficienti che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia (per superfici scabre si può assumere $c=0,45$ e $\mu = 0,7$)

σ_n tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ e negativa se di trazione. Se σ_n è di trazione si raccomanda di assumere $c = 0$

$\rho = A_s/A_i$ con A_s area di armatura che attraversa l'interfaccia, compresa l'ordinaria armatura a taglio (se presente), adeguatamente ancorata ad entrambi i lati dell'interfaccia, e A_i area della sezione considerata

α inclinazione della superficie di getto su quella esistente (compresa tra 45° e 90°)

ν coefficiente di riduzione della resistenza pari a: $\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$

La verifica è, dunque, quella di seguito riportata:

Verifica a taglio-scorrimento in corrispondenza dell'interfaccia cordolo - soletta			
Valore di calcolo dell'azione tagliante trasversale	V_{Ed}	100	[kN]
Inclinazione della superficie di getto sull'esistente	α	90.00	[°]
Area della sezione	A_i	750000	[mm ²]
Braccio coppia interna	z	630	[mm]
Larghezza interfaccia	b_i	1000	[mm]
Resistenza di calcolo a trazione diretta	f_{ctd}	2.12	[N/mm ²]
Coefficiente funzione della scabrezza dell'interfaccia	c	0	[-]
Coefficiente funzione della scabrezza dell'interfaccia	μ	0.7	[-]
Tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia	σ_n	-	[N/mm ²]
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di bracci	n_b	4	[-]
Interasse tra due armature a taglio consecutive	s	200	[mm]
Area dell'armatura che attraversa l'interfaccia	A_s	1571	[mm ²]
Rapporto d'armatura che attraversa l'interfaccia	ρ	0.002	[mm ²]
Coefficiente di riduzione della resistenza	ν	0.5232	[-]
Resistenza a compressione ridotta	f_{cd}	14.23	[N/mm ²]
Tensione tangenziale all'interfaccia	V_{edi}	0.16	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo massima	$V_{rdi,max}$	7.12	[N/mm ²]
Resistenza di progetto a taglio all'interfaccia cordolo-soletta	V_{rdi}	0.66	[N/mm ²]
Resistenza di progetto a taglio all'interfaccia cordolo-soletta	V_{Rdi}	0.66	[kNm]

verificato