

SISTEMA TANGENZIALE DI LUCCA

Viabilità Est di Lucca comprendente i collegamenti
tra Ponte a Moriano ed i caselli dell'autostrada A11
del Frizzone e di Lucca Est - 1° Stralcio

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

Ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n. 3594

Ing. Giuseppe Danilo Malgeri
Ordine Ing. di Roma n. A34610

Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Achille Devitofranceschi

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VI02 - VIADOTTO DELL'ACQUA CALDA

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.		T00VI02STRRE01A		
LO601A	D	1601		CODICE ELAB. T00VI02STRRE01		A
D						
C						
B						
A	EMISSIONE		SETT. 2018			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE		Pagina
1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E METODI DI CALCOLO	10
3.1	MATERIALI IMPALCATO IN ACCIAIO – CALCESTRUZZO	10
3.1.1	Calcestruzzo	10
3.1.2	Acciaio da carpenteria	10
3.1.3	Pioli Nelson	10
3.2	MATERIALI SOTTOSTRUTTURE	10
3.2.1	Calcestruzzo	10
3.2.2	Acciaio	10
3.3	VERIFICHE ALLO SLU (DM2018)	11
3.3.1	Calcestruzzi (NTC par.4.1.2.1.1.1)	11
3.3.2	Acciaio in barre (NTC par.4.1.2.1.1.3)	11
3.3.3	Acciaio da carpenteria (NTC par.4.2.4.1.1)	11
3.4	VERIFICHE ALLO SLE (DM2018)	12
3.4.1	Calcestruzzi	12
3.4.2	Acciaio in barre (NTC par.4.1.2.2.5.2)	12
4	ANALISI DEI CARICHI	13
4.1	PESI PROPRI (G1)	13
4.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	14
4.3	RITIRO DELLA SOLETTA (E2)	15
4.4	VARIAZIONI TERMICHE (Q7)	16
4.5	AZIONE DEL VENTO (Q5)	17
4.6	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)	18
4.7	FRENATURA (Q3)	20
4.8	AZIONE CENTRIFUGA (Q4)	21
4.9	URTO DI VEICOLI IN SVIO (Q8)	21
4.10	RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (Q9)	21
4.11	AZIONI SISMICHE (E)	21
4.11.1	Parametri azione sismica	21
4.11.2	Risultati analisi modale	25
4.12	RIEPILOGO CARICHI SU TRAVE DI BORDO	27
4.13	COMBINAZIONI DI CARICO	28
4.13.1	Impalcato	30
4.13.2	Sottostrutture	31

5	MODELLO NUMERICO IMPALCATO	35
5.1	DESCRIZIONE DELLE SEZIONI E DEI CONCI	35
5.2	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	40
6	VERIFICA TRAVI PRINCIPALI	41
6.1	VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' (SLU)	41
6.2	VERIFICHE A FATICA PER VITA ILLIMITATA (FAT)	53
6.3	VERIFICA DEI PIOLI (SLE)	55
6.4	VERIFICA DI DEFORMABILITA' (SLE)	57
7	VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE	58
7.1	VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)	58
7.2	VERIFICHE DI FESSURAZIONE (SLE)	58
8	VERIFICA TRAVERSI RETICOLARI	60
8.1	DIAFRAMMI INTERMEDI	60
8.1.1	Verifiche di resistenza e stabilità (SLU)	62
8.1.2	Verifiche a fatica per via illimitata (FAT)	67
8.2	DIAFRAMMI DI APPOGGIO	67
8.2.1	Verifiche di resistenza e stabilità (SLU)	67
9	VERIFICA SOLETTA (EFFETTI LOCALI)	73
9.1	VERIFICA PREDALLE (FASE I)	73
9.2	VERIFICA SOLETTA (FASE II)	78
9.2.1	Sbalzo – zona corrente	79
9.2.2	Sbalzo – zona di estremità	81
9.2.3	Sezione in campata – zona corrente	83
9.2.4	Sezione in campata – zona di estremità	85
9.2.5	Sezione all'appoggio interno – zona corrente	87
9.2.6	Sezione all'appoggio interno – zona di estremità	91
9.2.7	Taglio all'appoggio esterno – zona corrente	95
9.2.8	Taglio all'appoggio esterno – zona di estremità	98
10	APPARECCHI D'APPOGGIO	101
10.1	GIUNTI	101
10.1.1	Spostamenti dell'isolatore ΔL (sismica)	101
10.1.2	Variazione termica	101
10.1.3	Variabilità spaziale del moto	101
10.2	APPARECCHI D'APPOGGIO	104
11	VERIFICA SPALLE	109
11.1	SPALLA SP1	109

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

11.1.1	GEOMETRIA E AZIONI	109
11.1.2	SOLLECITAZIONI RISULTANTI – VALORI CARATTERISTICI	117
11.1.3	VERIFICA MURO FRONTALE	118
11.1.4	VERIFICA MURO ANDATORE	122
11.1.5	VERIFICA PARAGHIAIA	126
11.1.6	VERIFICA FONDAZIONI	132
11.2	SPALLA SP2	138
11.2.1	GEOMETRIA E AZIONI	138
11.2.2	SOLLECITAZIONI RISULTANTI – VALORI CARATTERISTICI	146
11.2.3	VERIFICA MURO FRONTALE	147
11.2.4	VERIFICA MURO ANDATORE	151
11.2.5	VERIFICA MURO PARAGHIAIA	156
11.2.6	VERIFICA PALI	162
12	VERIFICA PILE	166
12.1	FUSTO PILA P2	166
12.2	FUSTO PILA P4	171
12.3	VERIFICA PULVINO	173

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione si riportano i calcoli eseguiti sulle sottostrutture e sull'impalcato del *Viadotto Dell'acqua calda*, da realizzarsi nell'ambito dei lavori riguardanti il Sistema Tangenziale di Lucca, ed in particolare la Viabilità Est comprendente i collegamenti tra Ponte a Moriano ed i caselli dell'autostrada A11 del Frizzone e di Lucca Est - 1° Stralcio.

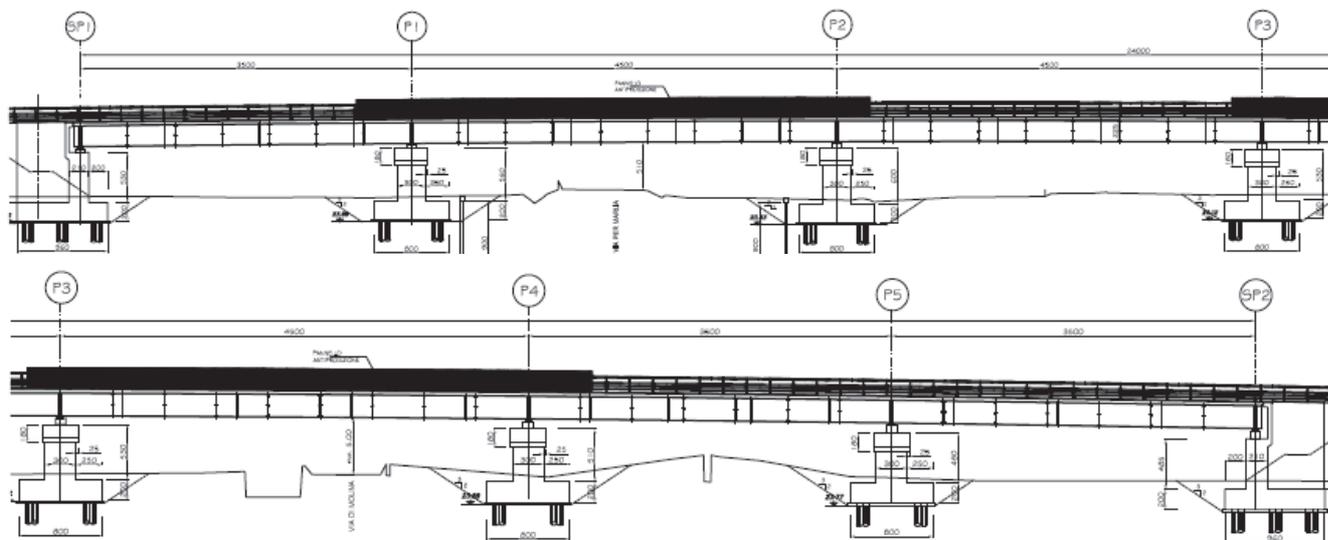


Figura 1: Profilo longitudinale del cavalcavia

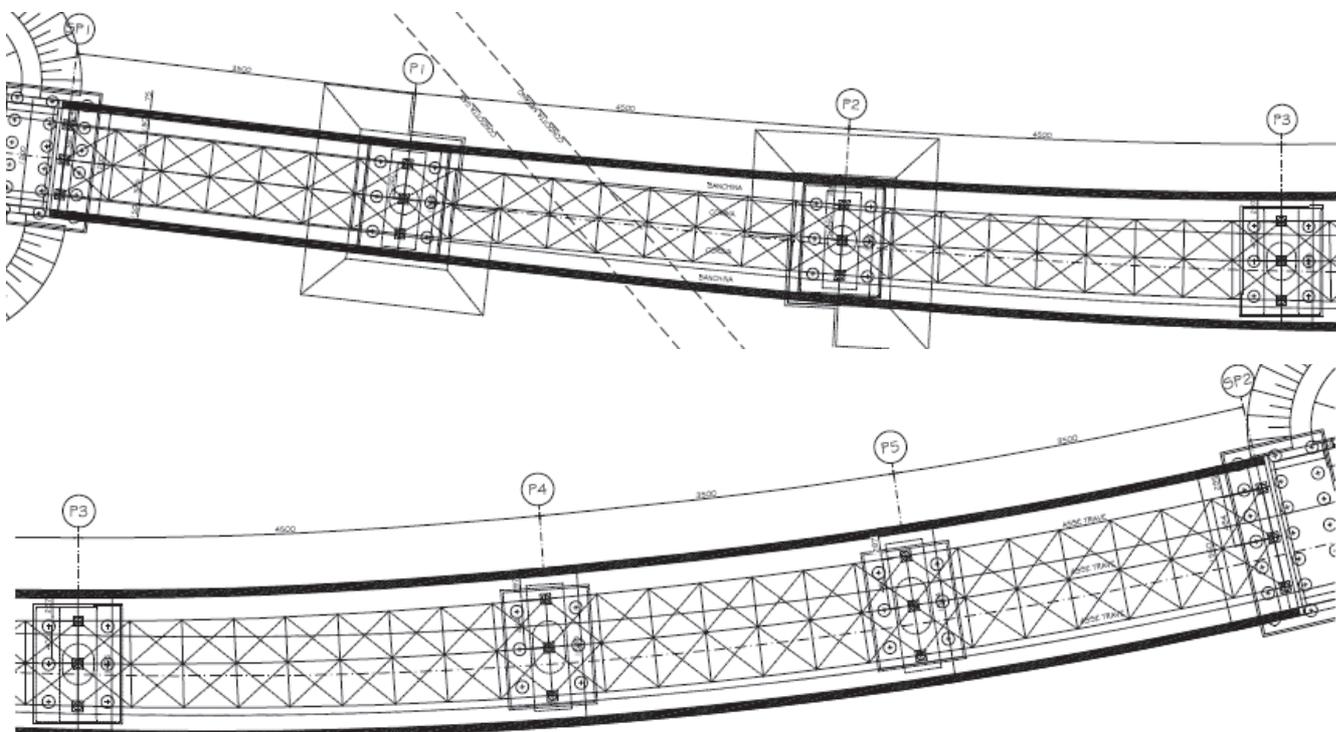


Figura 2: Pianta impalcato

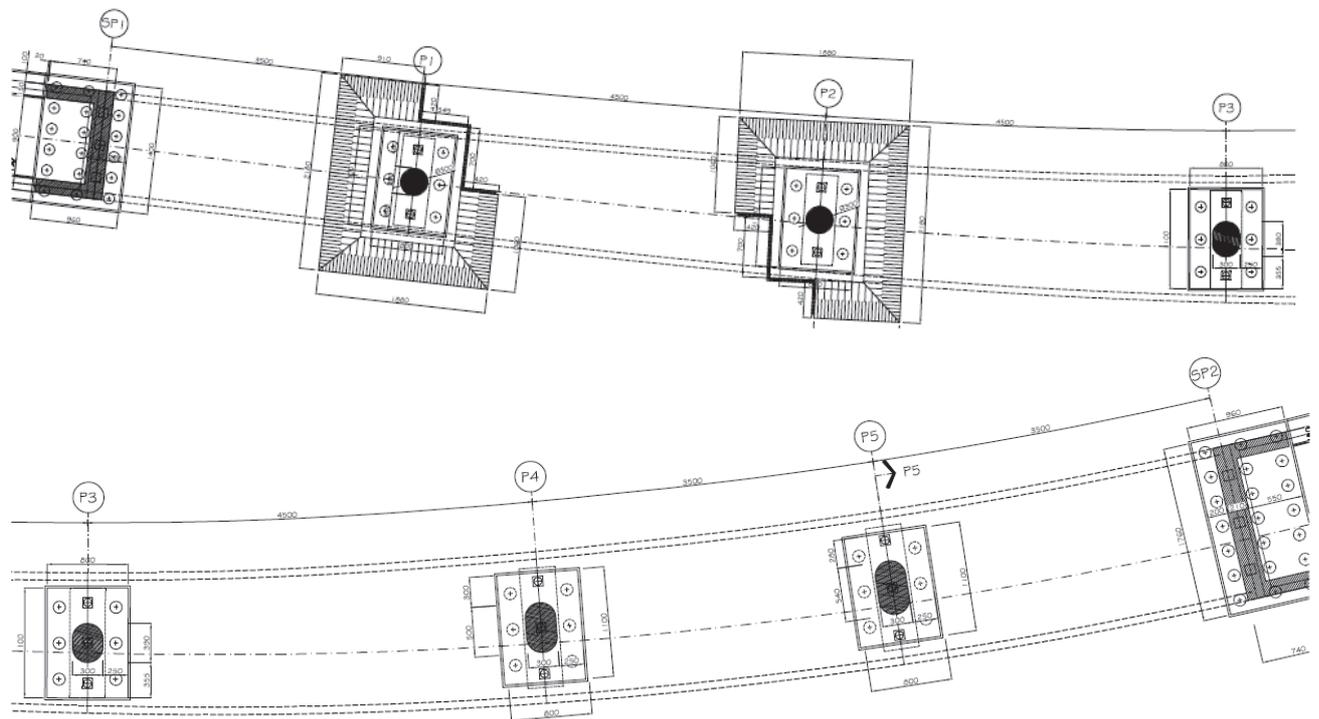


Figura 3: Pianta delle fondazioni

L'impalcato è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave continua su sette appoggi, con sei campate di luce pari a 35.00m, 45.00m, 45.00m, 45.00m, 35.00m, 35.00m.

La struttura metallica è composta da tre travi saldate a doppio T di altezza pari a 2.25 m ad interasse variabile tra 3.60m e 4.85m. La ripartizione trasversale dei carichi sulle travi principali è resa possibile tramite traversi metallici reticolari in corrispondenza degli appoggi ed in campata, disposti ad interasse di 5.00m, collegati alle nervature verticali delle travi stesse.

La soletta misura una larghezza variabile con un massimo in corrispondenza della spalla SP2 pari a 15.6m, di cui 14.1m costituiscono la sede stradale, mentre due cordoli esterni di larghezza 75 cm, che ospitano le barriere bordo ponte, ne completano l'arredo; la soletta è resa collaborante con la sottostante struttura metallica mediante connettori tipo Nelson elettrosaldati sulle piattabande superiori delle travi.

Lo spessore della soletta è pari a 30 cm ed è realizzata con predalles prefabbricate autoportanti di spessore 7.0 cm su cui viene successivamente eseguito il getto di completamento della soletta.

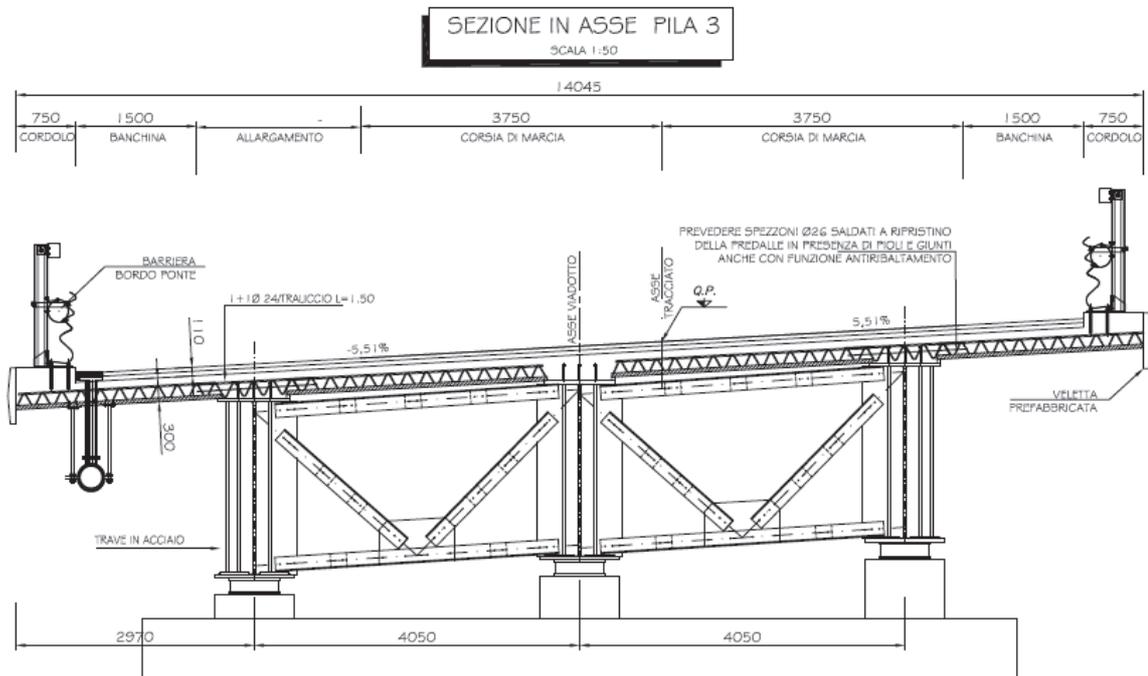


Figura 4: Sezione trasversale dell'impalcato

L'impalcato è vincolato alle sottostrutture mediante isolatori elastomerici.

La spalla 1 è costituita da un muro paraghiaia di spessore pari a 0.40 m e altezza massima pari a circa 3.2 m, da un paramento frontale di spessore pari a 2.10 m e altezza pari a 5.30 m. La zattera di fondazione ha dimensioni in pianta di 9.60 m x 16.80 m e altezza pari a 2.00 m e sono previsti 15 pali $\phi 1200$ L=38m.

La spalla 2 è costituita da un muro paraghiaia di spessore pari a 0.40 m e altezza massima pari a circa 4.8 m, da un paramento frontale di spessore pari a 2.10 m e altezza pari a 4.85 m. La zattera di fondazione ha dimensioni in pianta di 13.20 m x 16.80 m e altezza pari a 2.00 m e sono previsti 20 pali $\phi 1200$ L=35m.

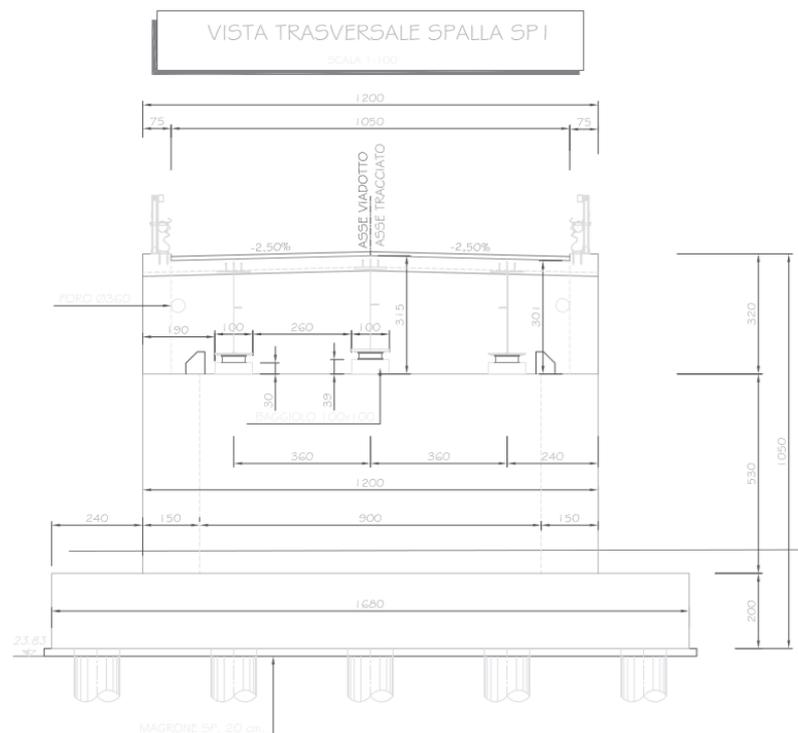


Figura 5: Prospetto trasversale Spalla SP1

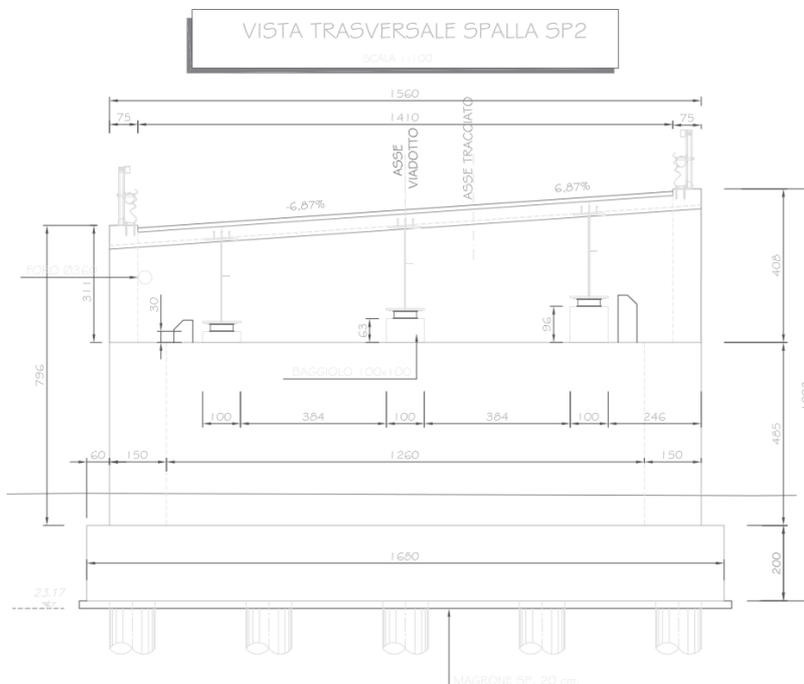


Figura 6: Prospetto trasversale Spalla SP2

Le pile 1 (altezza 3.80m) e 2 (altezza 4.30m) sono a sezione circolare del diametro di 3m; le pile 3 (altezza 3.50m), 4 (altezza 3.30 m) e 5 (altezza 3.00 m) hanno sezione ellittica. Il pulvino di sezione trapezoidale ha altezza massima di 1.80m.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella progettazione sono state prese in considerazione le normative di seguito riportate:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Decreto del ministero dei Lavori Pubblici 9 gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 15 Ottobre 1996, n. 252 AA.GG/STC -Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale del 9 Gennaio 1996».
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG/STC – Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Legge 5 febbraio 1974, n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 24 settembre 1988 – Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 4 maggio 1990 – Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 25 febbraio 1991, n. 34233 – Istruzioni relative alla normativa dei ponti stradali.
- Decreto Ministero Infrastrutture 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.
- Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Circolare Ministero Infrastrutture 02 febbraio.2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- Eurocodici UNI EN 1990:2006; UNI EN 1991; UNI EN 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1994; UNI EN 1997; UNI EN 1998.
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 206-1:2006).
- Linee guida per l'utilizzo di travi travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante e procedure per il rilascio dell'autorizzazione all'impiego” riferito al punto 4.6 del DM 14.1.2008 Norme tecniche per le costruzioni, approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori pubblici, con voto n.116/2009.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E METODI DI CALCOLO

3.1 MATERIALI IMPALCATO IN ACCIAIO – CALCESTRUZZO

3.1.1 Calcestruzzo

CLS per soletta	C 32/40
CLS per lastre prefabbricate	C 40/50

3.1.2 Acciaio da carpenteria

Acciaio per armatura ordinaria	B450C	
Acciaio da carpenteria metallica	S355	
Per spessori $t \leq 40$ mm	$f_{yk} = 355$ N/mm ²	$f_{tk} = 510$ N/mm ²
Per spessori $t > 40$ mm	$f_{yk} = 335$ N/mm ²	$f_{tk} = 470$ N/mm ²

Le verifiche sono state eseguite adottando come metodo di calcolo quello semiprobabilistico agli Stati Limite, adottando come normativa di riferimento il testo unico sulle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17.01.2018).

Le caratteristiche di resistenza dei materiali suddetti, espresse in N/mm² e utilizzate nelle verifiche, sono riportate nelle pagine seguenti.

3.1.3 Pioli Nelson

Pioli elettrosaldati tipo Nelson, secondo norme UNI EN ISO 13918, in acciaio ex ST 37-3K (S235J2G3+C450) con caratteristiche meccaniche a rottura, snervamento e duttilità non inferiori a:

$$f_{yk} > 350 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} > 450 \text{ MPa}$$

$$\text{Allungamento} > 15\%$$

3.2 MATERIALI SOTTOSTRUTTURE

3.2.1 Calcestruzzo

CLS per fondazioni spalle	C 28/35
CLS per elevazioni spalle	C 32/40
CLS per fondazioni pile	C 28/35
CLS per elevazioni pile	C 32/40

3.2.2 Acciaio

Acciaio per armatura ordinaria	B450C
--------------------------------	-------

3.3 VERIFICHE ALLO SLU (DM2018)

3.3.1 Calcestruzzi (NTC par.4.1.2.1.1)

R_{ck} = Resistenza caratteristica cubica

f_{ck} = Resistenza caratteristica cilindrica = $R_{ck} \times 0.83$

f_{cd} = Resistenza di calcolo cilindrica = $\alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_c$

γ_c = coefficiente di sicurezza = 1.5

TIPO CLS	R_{ck} (Mpa)	f_{ck} (Mpa)	f_{cd} (Mpa)
Calcestruzzo C 28/35	35.0	28.00	16.46
Calcestruzzo C 32/40	40.0	32.00	18.81

3.3.2 Acciaio in barre (NTC par.4.1.2.1.3)

f_{yk} = Tensione caratteristica di snervamento = 450 Mpa

f_{yd} = Resistenza di calcolo = $f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ Mpa

γ_s = coefficiente di sicurezza = 1.15

3.3.3 Acciaio da carpenteria (NTC par.4.2.4.1.1)

Per spessori $t \leq 40$ mm

f_{yk} = Tensione caratteristica di snervamento = 355 Mpa

f_{yd} = Resistenza di calcolo = $f_{yk} / \gamma_s = 338.1$ Mpa

γ_s = coefficiente di sicurezza = 1.05 (Controllo tensionale)

Per spessori $t > 40$ mm

f_{yk} = Tensione caratteristica di snervamento = 335 Mpa

f_{yd} = Resistenza di calcolo = $f_{yk} / \gamma_s = 319.0$ Mpa

γ_s = coefficiente di sicurezza = 1.05

3.4 VERIFICHE ALLO SLE (DM2018)

3.4.1 Calcestruzzi

3.4.1.1 *Verifica a Fessurazione (NTC par.4.1.2.2.4)*

(ambiente aggressivo)	QP	→ $W_k \leq 0.2\text{mm}$
	FR	→ $W_k \leq 0.3\text{mm}$
(ambiente ordinario)	QP	→ $W_k \leq 0.3\text{mm}$
	FR	→ $W_k \leq 0.4\text{mm}$

3.4.1.2 *Verifica delle tensioni di esercizio (NTC par.4.1.2.2.5)*

La tensione massima del calcestruzzo deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_{cj} \leq 0.60 f_{ckj}$	(combinazione rara)
$\sigma_{cj} \leq 0.45 f_{ckj}$	(combinazione quasi permanente)

3.4.2 Acciaio in barre (NTC par.4.1.2.2.5.2)

La tensione massima nell'acciaio deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_a \leq 0.80 f_{yk} = 360.0 \text{ Mpa}$	(combinazione rara)
---	---------------------

4 ANALISI DEI CARICHI

Avendo l'impalcato una larghezza variabile lungo il tracciato, si riporta di seguito l'analisi dei carichi dettagliata per la sezione di impalcato in corrispondenza della Pila P3. Successivamente viene riportato un riepilogo dei medesimi carichi calcolati per ciascuna sezione di appoggio (par. 4.12).

Tali carichi vengono quindi distribuiti lungo l'asse trave assumendo una variazione lineare tra i valori estremi di ciascuna campata.

4.1 PESI PROPRI (g1)

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e soletta) è computato considerando un peso specifico pari a $\gamma_s=78.5 \text{ kN/m}^3$ per l'acciaio e $\gamma_{ca}=25.0 \text{ kN/m}^3$ per il calcestruzzo armato.

Complessivamente si può assumere per l'impalcato metallico un'incidenza di circa 250 daN/mq.

PILA P3 - Peso proprio strutture (g1) - Fase 1		
<i>Carpenteria metallica</i>		
Numero di travi	n_{travi}	3
Luce max campata	L_{max}	45 m
Larghezza media impalcato	$B_{imp,med}$	14,05 m
Stima peso proprio carpenteria metallica	q_{carp}	250 daN/m ²
Peso carp. metallica (a m lineare di impalcato)	p_{carp}	3512,5 daN/m
<i>Soletta</i>		
Larghezza soletta (larghezza impalcato)	B_{sol}	14,05 m
Altezza complessiva della soletta	h_{sol}	30 cm
Spessore lastre prefabbricate tralicciate	h_{pred}	7 cm
Altezza soletta gettata in opera	h_{getto}	23 cm
Peso proprio soletta (a m lineare di impalcato)	p_{sol}	10537,5 daN/m

Il peso proprio della carpenteria metallica e della soletta viene distribuito equamente sulle tre travi:

$$g1_{carp} = 35.13 / 3 = 11.71 \text{ kN/m}$$

$$g1_{soletta} = 105.38 / 3 = 35.13 \text{ kN/m}$$

4.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (g2)

Di seguito si riportano i valori dei carichi permanenti calcolati per la sezione di impalcato in corrispondenza della Pila P3.

I carichi permanenti portati vengono distribuiti secondo la teoria di Courbon sulla trave di riva.

PILA P3 - Permanenti portati (g2) - Fase 2		
<i>Cordoli</i>		
Larghezza cordolo sx	$b_{\text{cord,sx}}$	75 cm
Larghezza cordolo dx	$b_{\text{cord,dx}}$	75 cm
Altezza cordoli	h_{cord}	18 cm
Distanza baricentro cordoli da asse impalcato	e_{cord}	0 m
Peso cordoli (a m lineare di impalcato)	p_{cord}	675 daN/m
<i>Pavimentazione</i>		
Peso specifico pavimentazione	γ_{pav}	2400 daN/m ³
Larghezza sede stradale	B_{pav}	12,55 m
Altezza media pavimentazione	h_{pav}	11 cm
Dist. baricentro pavimentazione da asse impalcato	e_{pav}	0 m
Peso pavimentazione (a m lineare di impalcato)	p_{pav}	3313,2 daN/m
<i>Barriere di sicurezza</i>		
Numero barriere di sicurezza	n_{barr}	2
Peso singola barriera	p	150 daN/m
Distanza baricentro barriere da asse impalcato	e_{barr}	0 m
Peso barriere di sicurezza (a m lineare di impalcato)	p_{barr}	300 daN/m
<i>Velette</i>		
Numero velette	n_{vel}	2
Peso singola veletta	p	100 daN/m
Peso velette (a m lineare di impalcato)	p_{vel}	200 daN/m
Permanenti portati (a m lineare di impalcato)	$g_{2,\text{imp}}$	4488 daN/m
Eccentricità carichi da asse impalcato	e_{g2}	0 m
Coefficiente di ripartizione su trave di riva	k_1	0,3333
Permanenti portati su trave di riva	$g_{2,\text{riva}}$	1496 daN/m

4.3 RITIRO DELLA SOLETTA (ϵ_2)

Ritiro della soletta (ϵ_2) - Fase 2			
Deformazione da ritiro			
Resistenza caratteristica cubica del cls	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica del cls	f_{ck}	33,2	N/mm ²
Resistenza media a compressione del cls	f_{cm}	41,2	N/mm ²
Tipo di cemento		N	
Coefficienti dipendenti dal tipo di cemento	α_{ds1}	4	
	α_{ds2}	0,12	
Umidità relativa	RH	70	%
Coefficiente per umidità relativa	β_{RH}	1,018	
Deformazione base per ritiro da essiccamento	ϵ_{cd0}	0,000348	
Area della sezione trasversale di cls	A_c	3231500	mm ²
Perimetro della sezione esposto all'aria	u	14510	mm
Dimensione fittizia della sezione	h_0	445,42	mm
Valore di k_h per interpolazione lineare	k_h	0,714	
Età del cls al momento considerato	t	20833	gg
Età del cls all'inizio del ritiro da essiccamento	t_s	1	gg
Coefficiente dipendente dal tempo	$\beta_{ds}(t;t_s)$	0,982	
Deformazione per ritiro da essiccamento	$\epsilon_{cd}(t)$	0,000244	
Coefficiente dipendente dal tempo	$\beta_{as}(t)$	1,00	
Deformazione da ritiro autogeno	$\epsilon_{ca}(t)$	0,000058	
Deformazione totale da ritiro calcolata	$\epsilon_{cs}(t)$	0,000302	
Deformazione totale da ritiro assunta	ϵ_{cs}	0,0003	
Variazione termica equivalente al ritiro	ΔT_r	-30	°C
Azioni equivalenti al ritiro			
Numero di travi	n_{travi}	3	
Modulo elastico cls soletta	E_{cs}	33643	N/mm ²
Coeff. viscosità per riduzione modulo elastico	φ	2,00	
Modulo elastico cls soletta ridotto	$E_{cs,rid}$	11214	N/mm ²
Forza di trazione sulla soletta	N_r	3623,9	kN
Distanza baricentro soletta-sezione mista (Fase 2)	e_2	995	mm
Forza di compressione sulla sezione mista	N_r	-3623,9	kN
Momento flettente sulla sezione mista (positivo)	M_r	3605,8	kNm

Il ritiro del calcestruzzo è stato schematizzato con le seguenti azioni statiche equivalenti agenti sulle sezioni di testata:

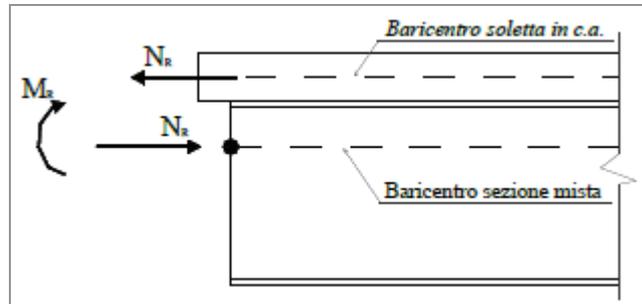


Figura 8: Azioni equivalenti al ritiro

4.4 VARIAZIONI TERMICHE (q7)

Variazioni termiche (q7) - Fase 3		
Variazione termica uniforme		
Zona termica		II
Quota del suolo sul livello del mare	a_s	19 m
Temperatura minima dell'aria all'ombra	T_{min}	-8 °C
Temperatura massima dell'aria all'ombra	T_{max}	42 °C
Tipo di impalcato (1=acciaio; 2=acciaio-clt; 3=clt)		2
Temperatura effettiva minima del ponte	$T_{e,min}$	-4 °C
Temperatura massima effettiva del ponte	$T_{e,max}$	46 °C
Temperatura iniziale alla data della costruzione	T_0	15 °C
Variazione termica uniforme negativa	$\Delta T_{u,neg}$	-19 °C
Variazione termica uniforme positiva	$\Delta T_{u,pos}$	+31 °C
Intervallo della temperatura del ponte	ΔT_u	50 °C
Variazione termica differenziale		
Coefficiente di dilatazione termica	α	0,000012 1/°C
Area della soletta	A_{sol}	4215000 mm ²
Variazione termica differenziale - "soletta calda"	$\Delta T_{d,heat}$	10 °C
Variazione termica differenziale - "soletta fredda"	$\Delta T_{d,cool}$	-10 °C
Azioni equivalenti per termica differenziale positiva		
Forza di compressione sulla soletta	$N_{T,heat}$	-5672,17 kN
Distanza baricentro soletta-sezione mista (Fase 3)	e_3	682,5 mm
Forza di trazione sulla sezione mista	$N_{T,heat}$	5672,172 kN
Momento flettente sulla sezione mista (negativo)	$M_{T,heat}$	-3871,3 kNm

Azioni equivalenti per termica differenziale negativa		
Forza di trazione sulla soletta	$N_{T,cool}$	5672,172 kN
Forza di compressione sulla sezione mista	$N_{T,cool}$	-5672,17 kN
Momento flettente sulla sezione mista (positivo)	$M_{T,cool}$	3871,3 kNm

La variazione termica differenziale è schematizzata mediante azioni statiche equivalenti agenti sulle sezioni di testata, alla stregua del ritiro.

4.5 AZIONE DEL VENTO (q5)

PILA P3 - Azione del vento (q5) - Fase 3		
Vento in dir. trasversale (dir. y)		
Velocità di riferimento del vento	v_b	27 m/s
Distanza suolo - intradosso impalcato	z	6,5 m
Pressione del vento	q_b	45,56 daN/m ²
Altezza dell'impalcato (esclusi parapetti)	d	2,7 m
Altezza parapetti o barriere	d_1	0,3 m
Parapetti o barriere presenti su entrambi i lati		SI
Altezza dei carichi transitanti sul ponte	d_2	3,0 m
Altezza di riferimento	z_e	7,850 m
Coefficiente di esposizione (Cat. esposizione II)	$C_e(z_e)$	2,201
Coeff. di forza per vento in dir. trasversale	$C_{f,y}$	1,3
Pressione del vento	p_v	130,3 daN/m ²
Area di riferimento a ponte scarico	$A_{ref,y}$	3,3 m
Forza del vento in dir. trasversale a ponte scarico	$F_{w,y}$	430,1 daN/m
Eccentricità verticale a ponte scarico da appoggio trave	e_z	1,5 m
Area di riferimento a ponte carico	$A'_{ref,y}$	5,7 m
Forza del vento in dir. trasversale a ponte carico	$F'_{w,y}$	743,0 daN/m
Eccentricità verticale a ponte carico da appoggio trave	e'_z	2,85 m
Interasse travi (in direzione parallela al traverso)	Δ	4,05 m
Numero di travi	n_{travi}	3
Carico su trave di riva per vento in dir. trasv. a ponte carico	$q'_{w,y}$	261,4 daN/m
Vento in dir. longitudinale (dir. x)		
<i>La forza del vento in dir. x, ovvero in direzione parallela all'asse longitudinale del ponte, può essere assunta pari al 25% della forza del vento in direzione Y.</i>		
<i>Le forze agenti in direzione X e Y si considerano non simultanee.</i>		

Forza del vento in dir. longitudinale a ponte scarico	$F_{w,x}$	107,5 kg/m
Forza del vento in dir. longitudinale a ponte carico	$F'_{w,x}$	185,7 kg/m

Vento in dir. verticale (dir. z)

La forza del vento in dir. z può agire verso il basso o verso alto (sollevamento impalcato).
 Tale forza può agire simultaneamente a quelle nelle altre direzioni.

Coefficiente di forza per vento in dir. verticale	$C_{f,z}$	0,9
Larghezza impalcato	b	14,05 m
Forza del vento in dir. verticale	$F_{w,z}$	1267,9 daN/m
Eccentricità orizzontale rispetto asse impalcato	$e=b/4$	3,5125 m
Carico su trave di riva per vento in dir. verticale	$q_{w,z}$	972,4 daN/m

Carico verticale distribuito su trave di riva

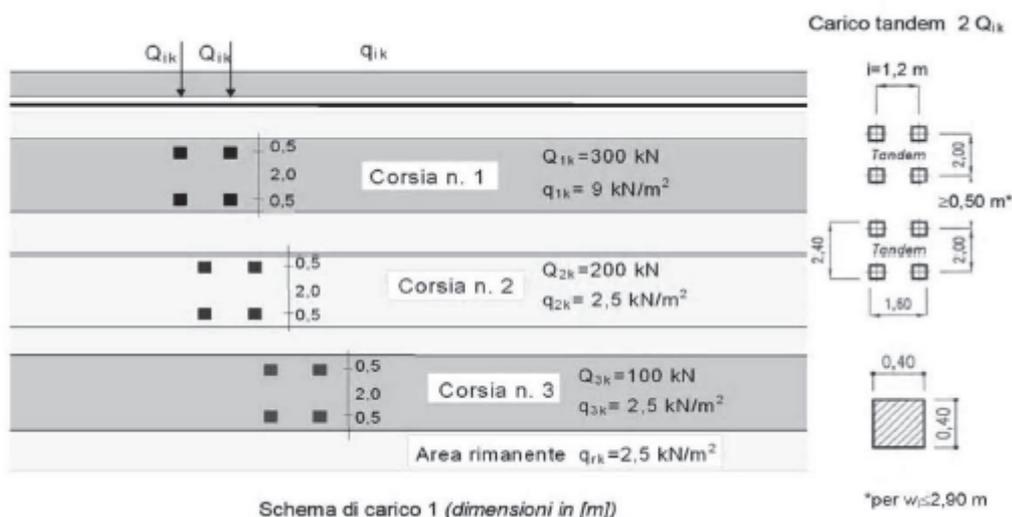
Carico totale da vento su trave di riva	$q_{w,tot}$	1233,8 daN/m
--	-------------------------------	---------------------

Gli effetti torcenti dovuti al vento sia verticale che trasversale si traducono in un carico verticale sulle travi di bordo, come sopra calcolato.

4.6 CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO (q1)

L'analisi dei carichi mobili viene effettuata in accordo alle indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura e tabella seguenti, estratte dalle NTC:



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

Tutti i carichi descritti s'intendono comprensivi degli effetti dinamici.

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

Di seguito si riporta il calcolo dei carichi da traffico agenti sulla trave di riva (trave più sollecitata) per la sezione di impalcato in corrispondenza della Pila P3, ottenuto sulla base di una ripartizione trasversale alla Courbon (travi collegate tra loro da infiniti traversi infinitamente rigidi):

PILA P3 - Carichi da traffico (q1) - Fase 3		
Larghezza carreggiata	w	12,55 m
Numero corsie convenzionali	n_{cors}	4
Larghezza corsia convenzionale	w_1	3 m
Larghezza zona rimanente	w_r	0,55 m
Larghezza marciapiede	w_{marc}	0 m
Numero di travi	n_{travi}	3
Interasse travi	Δ	4,05 m
Distanza trave 1 da asse ponte (trave di riva sx)	d_1	4,05 m
Distanza trave 2 da asse ponte	d_2	0 m
Distanza trave 3 da asse ponte	d_3	-4,05 m
Distanza trave 4 da asse ponte	d_4	m
Distanza trave 5 da asse ponte	d_5	m
Distanza asse marciapiede sx da asse ponte	e_{marc}	m
Distanza asse Corsia 1 da asse ponte	e_1	4,775 m
Distanza asse Corsia 2 da asse ponte	e_2	1,775 m
Distanza asse Corsia 3 da asse ponte	e_3	-1,225 m
Distanza asse Corsia 4 da asse ponte	e_4	-4,225 m
Distanza zona rimanente da asse ponte	e_r	-6 m
Coeff. di ripartizione trave di riva - marciapiede sx	$k_{1,marc}$	0,0000
Coeff. di ripartizione trave di riva - Corsia 1	$k_{1,1}$	0,9228
Coeff. di ripartizione trave di riva - Corsia 2	$k_{1,2}$	0,5525

Coeff. di ripartizione trave di riva - Corsia 3	$k_{1,3}$	0,1821
Coeff. di ripartizione trave di riva - Corsia 4	$k_{1,4}$	-0,1883
Coeff. di ripartizione trave di riva - zona rimanente	$k_{1,r}$	-0,4074
Carico marciapiede	q_{marc}	0,000 kN/m
Carico asse Corsia 1	Q_{1k}	300 kN
Carico distribuito Corsia 1	q_{1k}	27 kN/m
Carico asse Corsia 2	Q_{2k}	200 kN
Carico distribuito Corsia 2	q_{2k}	7,5 kN/m
Carico asse Corsia 3	Q_{3k}	100 kN
Carico distribuito Corsia 3	q_{3k}	7,5 kN/m
Carico asse Corsia 4	Q_{4k}	0 kN
Carico distribuito Corsia 4	q_{4k}	0 kN/m
Carico distribuito zona rimanente	q_{rk}	0 kN/m
Numero di corsie caricate	$n_{\text{cors,eff}}$	3
Carico asse su trave di riva	Q_k	405,6 kN
Carico distribuito su trave di riva	q_k	30,4 kN/m

4.7 FRENATURA (q3)

La lunghezza di una colonna di carico è pari a quella esistente tra gli opposti giunti, e vale, con riferimento alle luci in asse impalcato:

$$L = 240.0 \text{ m}$$

La forza complessiva di frenatura generata dalla colonna frenante vale, pertanto:

Azione di frenamento (q3) - Fase 3		
Larghezza della corsia	w_1	3 m
Lunghezza della zona caricata	L	240 m
Forza di frenamento	q_3	900 kN

4.8 AZIONE CENTRIFUGA (q4)

Nei tratti non rettilinei è stata considerata una forza centrifuga così calcolata:

Azione centrifuga (q4) - Fase 3	
Carico totale dovuto agli assi tandem	Q _v 1200 kN
Raggio di curvatura	R 500 m
Forza centrifuga	q₄ 96 kN

Nel caso di impalcati in curva realizzati con una serie di conci rettilinei che approssimano l'arco teorico, se il raggio di curvatura è sufficientemente ampio (generalmente $l/r \leq 0.05$, con l = lunghezza del concio) gli effetti della curvatura orizzontale dell'impalcato sullo stato di sollecitazione della trave risultano trascurabili:

$l = 12.0\text{m}$ (lunghezza massima singolo concio)

$r = 500.0\text{m}$ (raggio di curvatura)

$l/r = 12/500 = 0.024 < 0.05$

4.9 URTO DI VEICOLI IN SVIO (q8)

Le azioni q8 hanno per lo più effetto su elementi strutturali locali.

In assenza di specifiche prescrizioni, si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa è considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo, ed è diretta verso l'esterno dell'impalcato. Tale forza si considera agente su una linea lunga 0.5 m.

Nel progetto della soletta di impalcato viene considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico da traffico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

4.10 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI (q9)

Tali forze agiscono orizzontalmente con un'intensità proporzionale alla rigidità degli appoggi.

4.11 AZIONI SISMICHE (E)

4.11.1 Parametri azione sismica

L'azione sismica è valutata con riferimento alle indicazioni del Decreto Ministeriale del 17.01.2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni", nel seguito brevemente NTC2018.

La vita nominale V_N dell'opera strutturale è assunta pari a 50 anni, la classe d'uso è la III, da cui deriva un coefficiente d'uso $C_U=1.5$.

L'azione sismica è valutata in relazione ad un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 75$ anni.

Le forme spettrali, di seguito riportate, sono valutate per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} che caratterizza i diversi stati limite e sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 coefficiente di amplificazione spettrale massima

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Il sottosuolo rientra nella categoria C.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale normalizzata, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g sul sito di riferimento rigido orizzontale.

Lo spettro di risposta della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove

S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;

T è il periodo di vibrazione;

S è il coefficiente di amplificazione che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, $S = S_s \cdot S_T$;

η è il fattore che altera lo spettro per coefficienti di smorzamento convenzionali ξ diversi dal 5%,
 $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro,

$T_C = C_C \cdot T_C^*$, con C_C coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C/3$;

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante, $T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$.

Di seguito si riportano gli spettri elastici utilizzati nell'analisi.

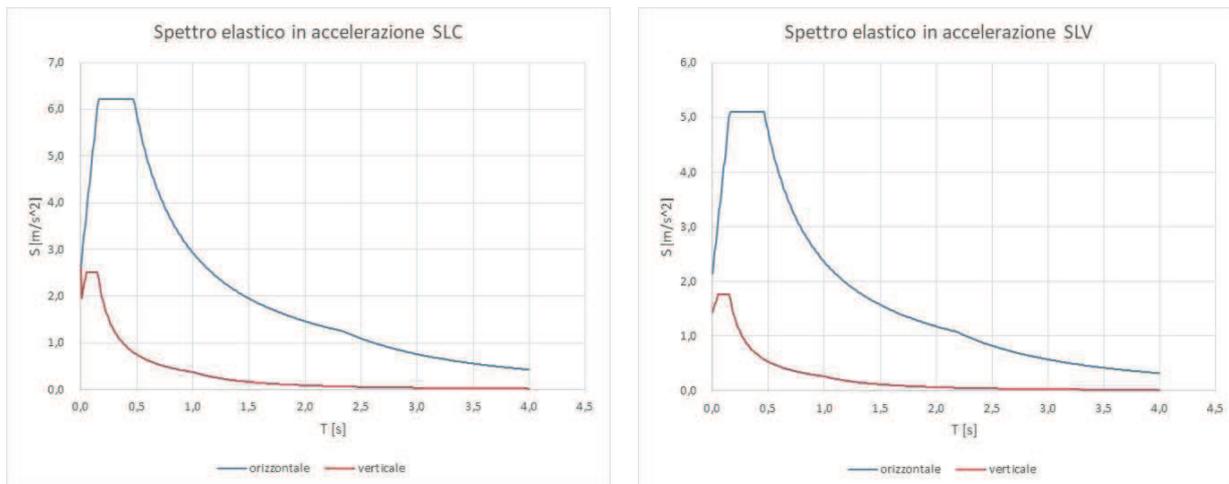


Figura 9: Spettri elastici

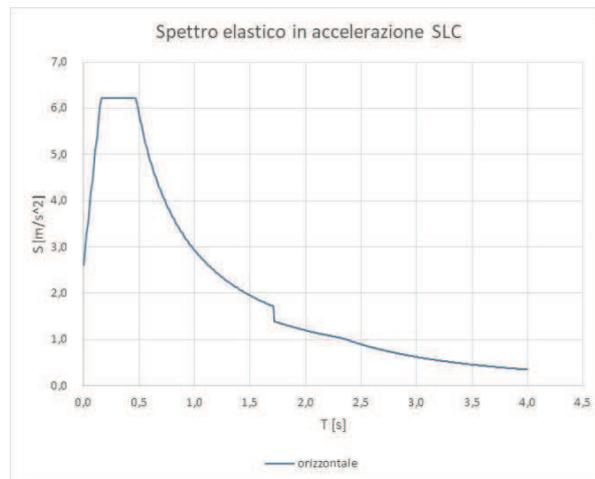
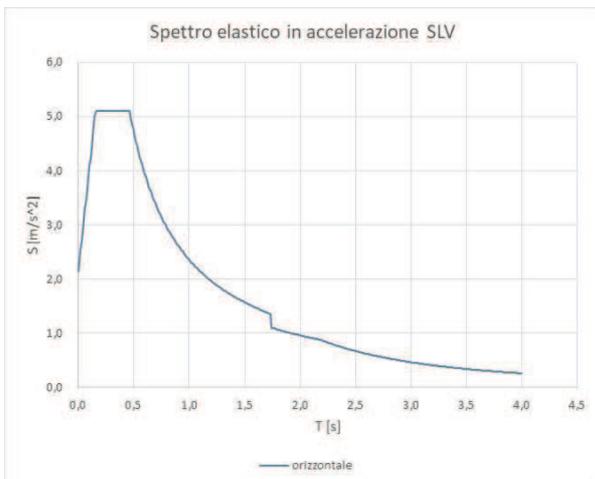
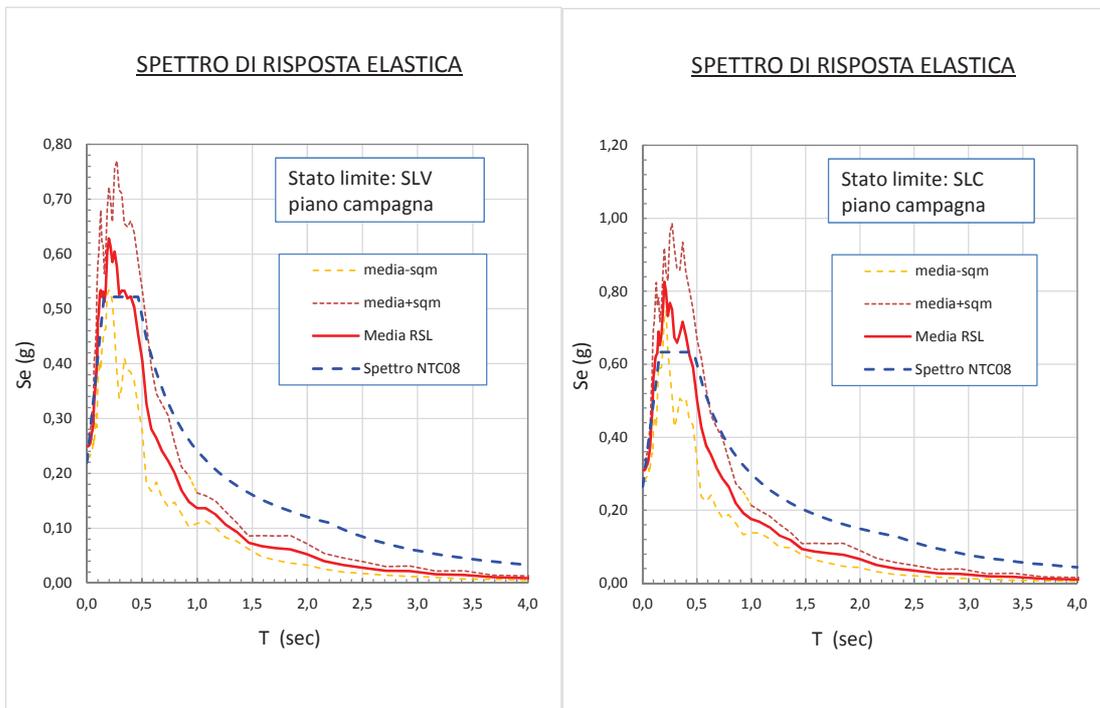
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,051	2,559	0,250
SLD	75	0,061	2,585	0,266
SLV	712	0,147	2,376	0,294
SLC	1462	0,185	2,387	0,303

Come meglio esplicito nella relazione geotecnica, sono stati ricavati spettri mediante studi di risposta sismica locale.

Dal confronto tra spettri di normativa e spettri ottenuti mediante analisi sismica locale, sono derivate le seguenti valutazioni e assunzioni:

- poiché nell'intervallo dei periodi propri di vibrazione di interesse per l'opera in esame – all'incirca pari a 2 sec – lo spettro medio ricavato da analisi sismica locale presenta uno scarto in difetto superiore al 10%, si è stabilito, a vantaggio di sicurezza, di utilizzare le ordinate dello spettro di normativa;
- per valori di periodo bassi < 0.5 sec, in cui lo spettro ricavato da risposta sismica locale ha invece uno scarto in eccesso rispetto allo spettro elastico di normativa, si è deciso di utilizzare lo spettro di normativa, poiché l'analisi modale della struttura ha evidenziato che la massa partecipata associata a tali periodi è di fatto trascurabile.

Pertanto, sulla base di quanto detto sopra, per la definizione dell'azione sismica sono stati utilizzati gli spettri elastici di normativa, ridotti per tutto il campo di periodi $T \geq 0.8 T_{isol}$, assumendo come coefficiente riduttivo η lo smorzamento dovuto agli isolatori, pari al 10% (punto 7.10.5.3.2 delle NTC18).



4.11.2 Risultati analisi modale

Si riportano di seguito i principali risultati dell'analisi modale.

I modi considerati sono 80; le masse associate all'analisi modale sono costituite dal peso proprio dell'impalcato metallico e delle sottostrutture, dalla soletta in c.a. e dai carichi permanenti portati, in accordo con quanto prescritto dalla normativa.

Si riportano, nella seguente tabella, per i primi 30 modi di vibrare, i valori dei periodi e delle frequenze.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX
EIGENVALUE ANALYSIS					
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
	1	2.959506	0.471020	2.123052	0.0000e+000
	2	2.982606	0.474697	2.106609	0.0000e+000
	3	3.431212	0.546094	1.831185	0.0000e+000
	4	9.381255	1.493073	0.669760	0.0000e+000
	5	11.026255	1.754883	0.569839	0.0000e+000
	6	15.173235	2.414895	0.414097	0.0000e+000
	7	17.332979	2.758629	0.362499	0.0000e+000
	8	19.402044	3.087931	0.323841	0.0000e+000
	9	19.744007	3.142356	0.318233	0.0000e+000
	10	26.303051	4.186261	0.238877	0.0000e+000
	11	26.525978	4.221741	0.236869	0.0000e+000
	12	30.841759	4.908618	0.203723	0.0000e+000
	13	35.522360	5.653559	0.176880	0.0000e+000
	14	40.807183	6.494665	0.153973	0.0000e+000
	15	44.238752	7.040816	0.142029	8.5321e-311
	16	48.907076	7.783803	0.128472	8.2208e-299
	17	49.324162	7.850184	0.127386	2.5272e-297
	18	54.292096	8.640855	0.115729	3.8304e-288
	19	61.446791	9.779561	0.102254	3.7741e-273
	20	67.927636	10.811019	0.092498	1.2957e-258
	21	68.473512	10.897898	0.091761	2.1515e-257
	22	69.150635	11.005665	0.090862	1.9758e-255
	23	71.246812	11.339282	0.088189	4.4626e-253
	24	73.278063	11.662566	0.085744	1.1103e-250
	25	75.177165	11.964817	0.083578	1.6170e-247
	26	82.071700	13.062117	0.076557	2.7305e-239
	27	86.864024	13.824839	0.072334	3.3820e-232
	28	88.141603	14.028172	0.071285	5.2495e-230
	29	88.893084	14.147774	0.070682	1.7058e-229
	30	96.621512	15.377791	0.065029	1.6952e-220

Si riportano nella seguente tabella, per i primi 30 modi di vibrare, le percentuali di massa eccitata nelle tre direzioni ortogonali.

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)										
	1	1.28	1.28	79.45	79.45	0.00	0.00	2.71	2.71	0.00	0.00	1.58	1.58
	2	80.32	81.60	1.37	80.82	0.00	0.00	0.05	2.76	0.01	0.01	0.07	1.65
	3	0.20	81.79	0.87	81.69	0.00	0.00	0.03	2.79	0.00	0.01	83.69	85.34
	4	0.00	81.79	0.10	81.78	0.00	0.00	0.00	2.79	0.00	0.01	0.00	85.34
	5	0.00	81.79	0.00	81.78	0.76	0.76	0.27	3.06	0.87	0.88	0.00	85.34
	6	0.00	81.79	0.00	81.78	3.47	4.23	1.46	4.53	1.28	2.16	0.00	85.34
	7	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	4.23	10.04	14.57	0.27	2.43	0.00	85.34
	8	0.00	81.79	0.00	81.78	10.22	14.45	12.51	27.08	2.03	4.46	0.00	85.34
	9	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	14.45	0.00	27.08	0.00	4.46	0.01	85.35
	10	0.00	81.79	0.00	81.78	2.75	17.20	3.71	30.79	41.07	45.52	0.00	85.35
	11	0.00	81.79	0.00	81.78	37.01	54.20	5.81	36.60	3.08	48.60	0.00	85.35
	12	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	54.20	0.00	36.60	0.00	48.60	0.00	85.35
	13	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	54.20	0.00	36.60	0.00	48.60	0.00	85.35
	14	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	54.20	0.00	36.60	0.00	48.60	0.00	85.35
	15	0.00	81.79	0.00	81.78	0.10	54.30	0.49	37.09	2.17	50.77	0.00	85.35
	16	0.00	81.79	0.00	81.78	0.23	54.53	2.22	39.31	0.32	51.09	0.00	85.35
	17	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	54.53	0.00	39.31	0.00	51.09	0.00	85.35
	18	0.00	81.79	0.00	81.78	1.35	55.88	0.08	39.39	0.29	51.38	0.00	85.35
	19	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	55.88	0.00	39.39	0.00	51.38	0.00	85.35
	20	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	55.88	0.00	39.39	0.00	51.38	0.00	85.35
	21	0.00	81.79	0.00	81.78	0.29	56.17	0.01	39.40	0.80	52.17	0.00	85.35
	22	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	56.17	0.00	39.40	0.00	52.17	0.00	85.35
	23	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	56.17	0.99	40.39	0.31	52.48	0.00	85.35
	24	0.00	81.79	0.00	81.78	7.50	63.66	4.80	45.18	0.18	52.66	0.00	85.35
	25	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	63.66	0.00	45.18	0.00	52.66	0.00	85.35
	26	0.00	81.79	0.00	81.78	1.86	65.52	1.11	46.30	2.91	55.58	0.00	85.35
	27	0.00	81.79	0.00	81.78	0.00	65.52	0.00	46.30	0.00	55.58	0.00	85.35
	28	0.00	81.79	0.00	81.78	1.34	66.86	0.60	46.89	1.94	57.52	0.00	85.35
	29	0.00	81.79	0.00	81.78	0.91	67.77	0.03	46.92	1.35	58.87	0.00	85.35
	30	0.00	81.79	0.00	81.79	0.00	67.77	0.00	46.92	0.00	58.87	0.00	85.35

Si riportano di seguito le deformate modali della struttura nei primi modi di vibrare

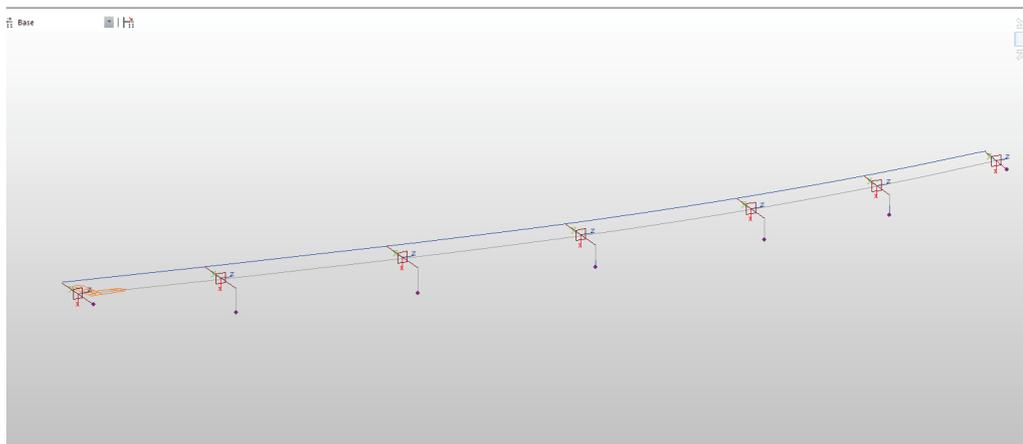


Figura 10: Deformata modale modo n°1

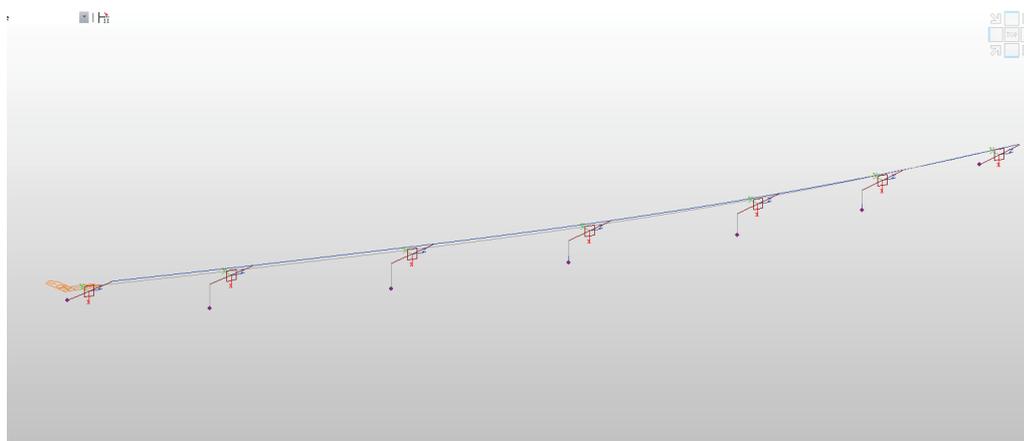


Figura 11: Deformata modale modo n°2

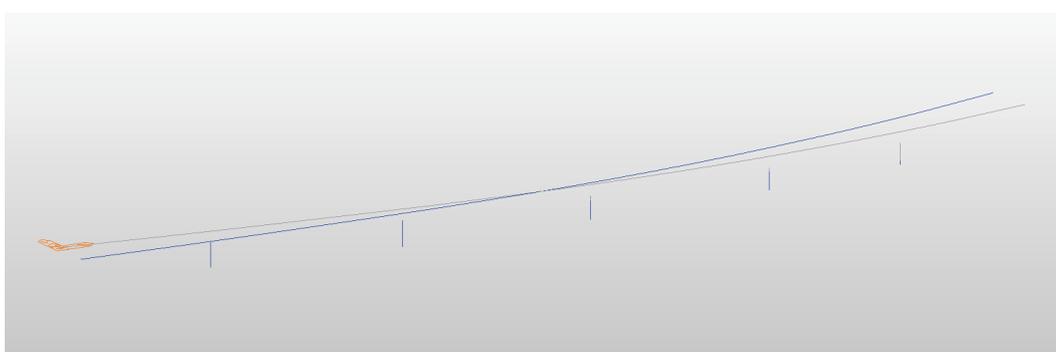


Figura 12: Deformata modale modo n°3

4.12 RIEPILOGO CARICHI SU TRAVE DI BORDO

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa dei carichi agenti sulla trave di riva (trave maggiormente sollecitata) in corrispondenza di ciascuna sezione di appoggio della trave continua sulle diverse sottostrutture.

Come già accennato, tali carichi vengono distribuiti lungo l'asse trave assumendo una variazione lineare tra i valori estremi di ciascuna campata.

	SP1	P1	P2	P3	P4	P5	SP2	
g1 carp met	11,71	11,71	11,71	11,71	11,71	11,71	11,71	kN/m
g1 soletta	30,00	30,00	32,50	35,13	38,00	38,88	39,00	kN/m
g2 perm portati	13,16	13,16	14,04	14,96	15,97	16,28	16,32	kN/m
q1 mobili - tandem	345,83	345,83	387,50	405,56	416,13	420,31	419,59	kN
q1 mobili - distrib	26,50	26,50	29,42	30,43	30,90	31,14	31,07	kN/m
qw vento	11,06	11,06	12,15	12,34	12,45	12,57	12,54	kN/m
Largh. Impalc.	12	12	13	14,05	15,2	15,55	15,6	m

4.13 COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico di cui ai paragrafi precedenti sono state combinate secondo quanto indicato dalle norme tecniche sulle costruzioni NTC2018:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV delle NTC.

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

I valori dei coefficienti ψ per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		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	γ_{c1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequentissimi)	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

4.13.1 Impalcato

Si riportano di seguito le combinazioni di carico allo SLU utilizzate ai fini del calcolo dell'impalcato.

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLU1	Linear Add	No	NonLin Static	fase1 - carp met	1,35
SLU1			NonLin Static	fase1 - soletta	1,35
SLU1			NonLin Static	fase2 - ritiro	1,2
SLU1			NonLin Static	fase2 - perm	1,5
SLU1			Moving Load	q1 mobili tandem	1,35
SLU1			Moving Load	q1 mobili distrib	1,35
SLU1			Linear Static	qw vento	0,9
SLU1			Linear Static	q7 term diff neg	0,9
SLU2	Linear Add	No	NonLin Static	fase1 - carp met	1,35
SLU2			NonLin Static	fase1 - soletta	1,35
SLU2			NonLin Static	fase2 - ritiro	0
SLU2			NonLin Static	fase2 - perm	1,5
SLU2			Moving Load	q1 mobili tandem	1,35
SLU2			Moving Load	q1 mobili distrib	1,35
SLU2			Linear Static	qw vento	0,9

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

SLU2			Linear Static	q7 term diff pos	0,9
SLU3	Linear Add	No	NonLin Static	fase1 - carp met	1,35
SLU3			NonLin Static	fase1 - soletta	1,35
SLU3			NonLin Static	fase2 - perm	1,5
SLU3			Moving Load	q1 mobili tandem	1,35
SLU3			Moving Load	q1 mobili distrib	1,35
SLU3			Linear Static	qw vento	0,9
fase2+3_1	Linear Add	No	NonLin Static	fase2 - ritiro	1
fase2+3_1			NonLin Static	fase2 - perm	1
fase2+3_1			Moving Load	q1 mobili tandem	1
fase2+3_1			Moving Load	q1 mobili distrib	1
fase2+3_1			Linear Static	qw vento	0,6
fase2+3_1			Linear Static	q7 term diff neg	0,6
fase2+3_2	Linear Add	No	NonLin Static	fase2 - ritiro	0
fase2+3_2			NonLin Static	fase2 - perm	1
fase2+3_2			Moving Load	q1 mobili tandem	1
fase2+3_2			Moving Load	q1 mobili distrib	1
fase2+3_2			Linear Static	qw vento	0,6
fase2+3_2			Linear Static	q7 term diff pos	0,6
fase2+3_3	Linear Add	No	NonLin Static	fase2 - perm	1
fase2+3_3			Moving Load	q1 mobili tandem	1
fase2+3_3			Moving Load	q1 mobili distrib	1
fase2+3_3			Linear Static	qw vento	0,6

Le combinazioni "fase2+3" sono utilizzate ai fini del dimensionamento dei connettori trave-soletta.

4.13.2 Sottostrutture

Pile

Le combinazioni utilizzate per le verifiche allo stato limite di esercizio (deformazioni, controllo tensionale e fessurazione) sono le seguenti:

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

COND	SLE_COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)								SLE_FREQUENTE E QUASI PERMANENTE			
	SLE_R_P	SLE_T	SLE_VL	SLE_R_VS	SLE_R_VC	SLE_R_1	SLE_R_2a	SLE_R_2b	SLE_F_P	SLE_F_VS	SLE_F_VC	SLE_F_1
G1-PESO ACCIAIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1-PESO SOLETTA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1-PESO PILE E SPALLE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2-CARICHI PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E3-TERMICA UNIFORME/DIFF		1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60		0.50	0.50	0.50
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q1-MOBILI-Val. caratteristici						1.00						
Q1-MOBILI-Val. frequenti					1.00		1.00	1.00				1.00
Q3-FRENATURA							1.00					
Q4-CENTRIFUGA								1.00				
Q5-VENTO Impalcato scarico				1.00						0.20		
Q5-VENTO Impalcato carico					1.00	0.60	0.60	0.60			0.20	
Q5-VENTO Longitudinale		0.60	1.00									
Q6-SISMA dir. Longitudinale												
Q6-SISMA dir. Trasversale												
Q6-SISMA dir. Verticale												

Le combinazioni utilizzate per le verifiche allo stato limite ultimo (Controllo di resistenza allo SLU) sono le seguenti:

COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1) sfavorevole												
	Nmax Q1						Mmax Q1					
	SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4	SLU-Q1 Nmax	SLU-Q1 Max	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4
G1 - permanenti	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
G1 pila/pulvino	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
G2 - portati	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
E2 - ritiro	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
E4 - Termica	0	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Q1 - mobili tandem Nmax	0	0	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	0	0	0	0	0
Q1 - mobili UDL Nmax	0	0	0,54	0,54	0,54	0,54	1,35	0	0	0	0	0
Q1 - mobili tandem Mmax	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01
Q1 - mobili UDL Mmax	0	0	0	0	0	0	0	1,35	0,54	0,54	0,54	0,54
Q3 - frenatura	0	0	0	0	1,35	0,00	0	0	0	0	1,35	0,00
Q4 - centrifuga	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0	0	1,35
Q5 - vento	0	0,90	1,50	-1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	1,50	-1,50	0,90	0,90
Q6 SLV -L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -V	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

		COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1) favorevole												
		Nmax Q1							Mmax Q1					
		SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q3	SLU-Q4	SLU-Q4	SLU-Q1 Nmax	SLU-Q1 Max	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4
G1 - permanenti		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G1 pila/pulvino		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2 - portati		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
E2 - ritiro		1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
E4 - Termica		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Q1 - mobili tandem	Nmax	0,00	1,01	1,01	0,00	1,01	1,01	0,00	1,35	0	0	0	0	0
Q1 - mobili UDL	Nmax	0,00	0,54	0,54	0,00	0,54	0,54	0,00	1,35	0	0	0	0	0
Q1 - mobili tandem	Mmax	0	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01
Q1 - mobili UDL	Mmax	0	0	0	0	0	0	0	0	1,35	0,54	0,54	0,54	0,54
Q3 - frenatura		0	0	0	1,35	1,35	0,00	0,00	0	0	0	0	1,35	0,00
Q4 - centrifuga		0	0	0	0	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0,00
Q5 - vento		-1,50	1,50	-1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	1,50	-1,50	0,90	0,90
Q6 SLV -L		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -T		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -V		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

		sismica orizzontale														sismica verticale								
		SLV-L+	SLV-L	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-T	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V	SLV-V						
G1 - permanenti		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G1 pila/pulvino		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 - portati		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
E2 - ritiro		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
E4 - Termica		0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Q1 - mobili tandem	Nmax	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1 - mobili UDL	Nmax	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1 - mobili tandem	Mmax	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1 - mobili UDL	Mmax	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q3 - frenatura		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q4 - centrifuga		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q5 - vento		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -L		1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3
Q6 SLV -T		0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	0,3
Q6 SLV -V		0,3	-0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1

Spalle

STATO LIMITE ULTIMO	A1-M1											SL	ST		
	SLU - A1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			11	
peso proprio spalla	g1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1	1
peso proprio terreno di rinterro	g2	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1
sovraccarichi permanenti su spalla	g3	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,5	0	0	1	1
spinte terreno di rinterro	g4	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1	1
spinta sovraccarichi permanenti	g5	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	0	1,5	1,5	1	1
sovraccarichi variabili su spalla	q1	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	0	0	1,5	0	0	0	0	0	0	1,5	0	0	0
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1	1
carichi permanenti portati su impalcato	r2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	0	1,5	1,5	1	1
attrito dei vincoli	r3	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	0	0
carichi mobili su impalcato - max N e MT	r4	0	0,83	0,00	0,83	0,83	0,00	1,35	0,00	1	1,35	0,83	0	0	0
carichi mobili su impalcato - max ML	r5	0	0	0,82	0,00	0,00	0,82	0,00	1,35	0	0,00	0,00	0	0	0
frenatura / accelerazione	f	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0	0
vento trasversale	w	0	0,9	0,9	0,9	1,5	1,5	0,9	0,9	0	0,9	0,9	0	0	0
sisma longitudinale	eL	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0
sisma trasversale	eT	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1

5 MODELLO NUMERICO IMPALCATO

Si analizza la trave maggiormente sollecitata dell'impalcato (trave di bordo) con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti "Csi Bridge v19.2.1" della *Computer and Structures Inc.*

Lo schema statico adottato è quello di trave continua a più campate ad asse rettilineo.

L'analisi strutturale è condotta su una singola trave composta, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi ed al vento.

La trave è discretizzata in conci che ricalcano la variabilità geometrica delle travi metalliche e della soletta collaborante.

Nell'analisi strutturale si tiene conto delle fasi transitorie e di esercizio e si opera con i seguenti modelli:

Modello 1: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dai pesi propri strutturali (**Fase 1**);

Modello 2: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione mista con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente 18. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di lunga durata e dal ritiro (**Fase 2**);

Modello 3: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con soletta collaborante omogeneizzata all'acciaio mediante coefficiente 6. Il modello è utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata (**Fase 3**).

Nel calcolo delle sollecitazioni, nei modelli 2 e 3 si tiene conto della fessurazione della soletta trascurando il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell'elemento per un tratto pari al 15% della luce delle campate da ciascun lato di ogni appoggio intermedio.

Si tiene conto del contributo offerto dalle armature longitudinali della soletta, se continue nella zona fessurata.

Di seguito si riporta una vista del modello piano utilizzato per l'analisi della trave continua.

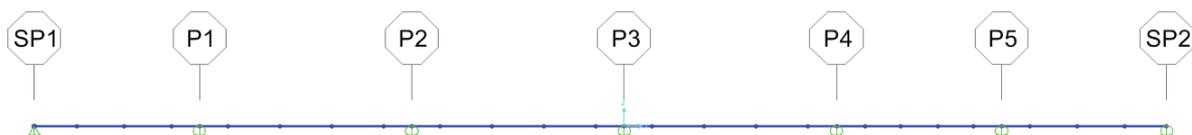


Figura 13: Vista del modello piano della trave

5.1 DESCRIZIONE DELLE SEZIONI E DEI CONCI

Per brevità, si riporta di seguito in forma tabellare la definizione delle caratteristiche geometriche dei conci di trave della sola Campata 1, ovvero quella compresa tra la Spalla SP1 e la Pila P1.

Schema impalcato / Sezione di calcolo															
Schema trave (A = appoggiata; C = continua)				C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	
Campata (da spalla SP1)				1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
Appoggio (sottostruttura)				SP1										P1	
Luce campata	L	cm		3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	4500	
Concio				C01	C01	C02	C02	C02	C02	C03	C03	C03	C03	C04A	
Lunghezza concio	L _{concio}	cm		900	900	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	600	600	
Parte (I, 1, 2, 3, J)				I	J	I	1	2	J	I	1	2	J	I	
Ascissa sezione di calcolo	x	cm		0	900	900	1155	1750	1900	1900	2345	2625	2900	2900	
Progressiva da inizio viadotto		cm		0	900	900	1155	1750	1900	1900	2345	2625	2900	2900	
Posizione relativa rispetto alla campata	x/L			0,00	0,26	0,26	0,33	0,50	0,54	0,54	0,67	0,75	0,83	0,83	
Posizione (AE = appoggio estremità; AI = appoggio interno; CE = campata esterna; CI = campata interna)				AE	CE	CE	CE	CE	CE	CE	CE	CE	AI	AI	AI
Luce campata sx per AI	L _{SX}	cm											3500	3500	3500
Luce campata dx per AI	L _{DX}	cm											4500	4500	4500
Luce equivalente	L _e	cm		2975	2975	2975	2975	2975	2975	2975	2975	2975	2000	2000	2000
Interasse travi	i	cm		360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0
Sbalzo soletta	s	cm		240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0	240,0
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)				NF	NF	NF	NF	NF	NF	NF	NF	NF	NF	F	F
Posizione trave (E = esterna; I = interna)				E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
Geometria trave metallica															
Concio				C01	C01	C02	C02	C02	C02	C03	C03	C03	C03	C04A	C04A
Posizione relativa rispetto alla campata			x/L	0 L	0,26 L	0,26 L	0,33 L	0,5 L	0,54 L	0,54 L	0,67 L	0,75 L	0,83 L	0,83 L	0 L
Altezza trave			h _t	mm	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250
Larghezza piattabanda superiore			b _s	mm	700	700	700	700	700	700	700	700	700	900	900
Spessore piattabanda superiore			t _s	mm	30	30	30	30	30	30	30	30	30	40	40
Interasse tra le piattabande sup. travi esterne			i _s	mm	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200
Larghezza raddoppio piattabanda sup.			b _{r,s}	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spessore raddoppio piattabanda sup.			t _{r,s}	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Altezza anima			h _w	mm	2175	2175	2175	2175	2175	2175	2175	2175	2175	2165	2165
Spessore anima			t _w	mm	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
Spessore minimo anima (CNR 10016)			t _{w,min}	mm	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	8,0	8,0
Spessore massimo anima (CNR 10016)			t _{w,max}	mm	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0	40,0	40,0
Angolo inclinazione anima			α _w	°	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Altezza anima inclinata			h' _w	mm	2175	2175	2175	2175	2175	2175	2175	2175	2175	2165	2165
Larghezza piattabanda inferiore			b _i	mm	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Spessore piattabanda inferiore			t _i	mm	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
Interasse tra le piattabande inf. travi esterne			i _i	mm	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200	7200
Larghezza raddoppio piattabanda inf.			b _{ri}	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spessore raddoppio piattabanda inf.			t _{ri}	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Schema impalcato / Sezione di calcolo														
Schema trave (A = appoggiata; C = continua)			C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
Campata (da spalla SP1)			1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Appoggio (sottostruttura)			SP1											P1
Luce campata	L	cm	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	4500
Concio			C01	C01	C02	C02	C02	C02	C03	C03	C03	C03	C04A	C04A
Lunghezza concio	L _{concio}	cm	900	900	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	600	600
Parte (I, 1, 2, 3, J)			I	J	I	1	2	J	I	1	2	J	I	J
Geometria soletta cls														
Distanza tra gli assi dei connettori	b ₀	mm	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
Semi-larghezza efficace soletta	b _{e1}	mm	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200	2200
	b _{e2}	mm	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
Coeff. riduttivi larghezza collab. soletta per AE	β ₁		0,888	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
	β ₂		1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Larghezza efficace soletta	b_{eff}	mm	3954	4200										
Spessore totale soletta	h _{sol}	mm	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
Spessore lastre prefabbricate (predalles)	h _{pred}	mm	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Spessore soletta gettata in opera	h _{getto}	mm	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230
Altezza soletta di calcolo	h _{sol,eff}	mm	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	0	0
Larghezza raccordo	b _{racc}	mm	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	800	800
Altezza raccordo	h _{racc}	mm	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Altezza raccordo di calcolo	h _{racc,eff}	mm	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	0	0
Altezza complessiva trave composta	H	mm	2550	2550	2550	2550	2550	2550	2550	2550	2550	2550	2550	2550
Diametro armatura superiore soletta	Φ _s	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Passo armatura superiore soletta	p _s	mm	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
Barre armatura superiore in larghezza collab.	n _s		19	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
Area armatura superiore	A _{ss}	mm ²	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Copriferro arm. sup. (da estradosso soletta)	c _s	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Diametro armatura inferiore soletta	Φ _i	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Passo armatura inferiore soletta	p _i	mm	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
Barre armatura inferiore in larghezza collab.	n _i		19	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
Area armatura inferiore	A _{si}	mm ²	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Copriferro arm. inf. (da estradosso soletta)	c _s	mm	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Schema impalcato / Sezione di calcolo														
Schema trave (A = appoggiata; C = continua)			C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
Campata (da spalla SP1)			1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Appoggio (sottostruttura)			SP1											P1
Luce campata	L	cm	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	4500
Concio			C01	C01	C02	C02	C02	C02	C03	C03	C03	C03	C04A	C04A
Lunghezza concio	L _{concio}	cm	900	900	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	600	600
Parte (I, 1, 2, 3, J)			I	J	I	1	2	J	I	1	2	J	I	J
Classificazione delle sezioni														
Qualità acciaio	Classe		S355											
Tensione di snervamento acciaio piattab. sup.	f _{yk,s}	N/mm ²	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
	ε _s		0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81
Tensione di snervamento acciaio piattab. inf.	f _{yk,i}	N/mm ²	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335	335
	ε _i		0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84
Tensione di snervamento acciaio anima	f _{yk,w}	N/mm ²	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
	ε _w		0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81
Rapporto larghezza/spessore anima	c/t _w		98,86	98,86	98,86	98,86	98,86	98,86	98,86	98,86	98,86	98,86	98,41	98,41
Valore limite per anima (classe 3)	124ε _w		100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89	100,89
Spessore equivalente piattabanda sup.	t _{s,eq}	mm	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	40,00	40,00
Spessore equivalente piattabanda inf.	t _{i,eq}	mm	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
Rapporto larghezza/spessore piattabanda sup.	c/t _s		11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	10,98	10,98
Rapporto larghezza/spessore piattabanda inf.	c/t _i		10,87	10,87	10,87	10,87	10,87	10,87	10,87	10,87	10,87	10,87	10,87	10,87
Valore limite per piattabanda sup. (classe 3)	14ε _s		11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39	11,39
Valore limite per piattabanda inf. (classe 3)	14ε _i		11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73	11,73
Classificazione sezione	Classe		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Caratt. geometriche trave metallica (Fase 1)														
Area sezione trasversale	A _a	mm ²	113850	113850	113850	113850	113850	113850	113850	113850	113850	113850	128630	128630
Peso proprio trave	p	daN/m	894	894	894	894	894	894	894	894	894	894	1010	1010
Momento statico rispetto intradosso trave	S _a	mm ³	1,021E+08	1,350E+08	1,350E+08									
Distanza baricentro da intradosso trave	Y _{Gi}	mm	897,1	897,1	897,1	897,1	897,1	897,1	897,1	897,1	897,1	897,1	1049,5	1049,5
Distanza baricentro da estradosso trave	Y _{Gs}	mm	1352,9	1352,9	1352,9	1352,9	1352,9	1352,9	1352,9	1352,9	1352,9	1352,9	1200,5	1200,5
Momento d'inerzia verticale	J _a	mm ⁴	9,354E+10	1,165E+11	1,165E+11									
Modulo di resistenza estradosso trave	W _s	mm ³	6,914E+07	9,707E+07	9,707E+07									
Modulo di resistenza estradosso anima	W _{w,s}	mm ³	7,071E+07	1,004E+08	1,004E+08									
Modulo di resistenza intradosso anima	W _{w,i}	mm ³	1,098E+08	1,160E+08	1,160E+08									
Modulo di resistenza intradosso trave	W _i	mm ³	1,043E+08	1,110E+08	1,110E+08									
Area a taglio (anima trave)	A _{v,1}	mm ²	49500	49500	49500	49500	49500	49500	49500	49500	49500	49500	49500	49500
Inerzia torsionale (sezione aperta)	J _{t,1}	mm ⁴	4,439E+07	5,726E+07	5,726E+07									

Caratt. geometriche sezione mista (Fase 2)															
Section name			C01-I-F2	C01-J-F2	C02-I-F2	C02-I-F2	C02-2-F2	C02-2-F2	C02-J-F2	C03-I-F2	C03-1-F2	C03-2-F2	C03-J-F2	C04A-I-F2	C04A-J-F2
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)			NF	F	F										
Coeff. di omogeneizzazione a lungo termine	n ₂		18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Area sezione trasversale	A_{i,2}	mm²	166703	169850	128630	128630									
Area omogeneizzata soletta+raccordo	A _{ci,2}	mm ²	52853	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56000	56778	56778
Momento statico rispetto intradosso trave	S _{i,2}	mm ³	2,305E+08	2,381E+08	1,350E+08	1,350E+08									
Distanza baricentro da intradosso trave	Y _{Gi}	mm	1382,6	1402,1	1402,1	1402,1	1402,1	1402,1	1402,1	1402,1	1402,1	1402,1	1402,1	1049,5	1049,5
Distanza baricentro da estradosso trave	Y _{Gs,t}	mm	867,4	847,9	847,9	847,9	847,9	847,9	847,9	847,9	847,9	847,9	847,9	1200,5	1200,5
Distanza baricentro da estradosso soletta	Y _{Gs,s}	mm	1167,4	1147,9	1147,9	1147,9	1147,9	1147,9	1147,9	1147,9	1147,9	1147,9	1147,9	1200,5	1200,5
Momento d'inertzia verticale	J_{i,2}	mm⁴	1,784E+11	1,819E+11	1,165E+11	1,165E+11									
Modulo di resistenza estradosso soletta	W _{s,s}	mm ³	1,529E+08	1,584E+08	9,707E+07	9,707E+07									
Modulo di resistenza intradosso soletta	W _{s,i}	mm ³	1,904E+08	1,981E+08	1,201E+08	1,201E+08									
Modulo di resistenza armatura superiore	W _{a,s}	mm ³	1,529E+08	1,584E+08	9,707E+07	9,707E+07									
Modulo di resistenza armatura inferiore	W _{a,i}	mm ³	1,904E+08	1,981E+08	1,201E+08	1,201E+08									
Modulo di resistenza estradosso trave	W _s	mm ³	2,057E+08	2,145E+08	9,707E+07	9,707E+07									
Modulo di resistenza estradosso anima	W _{w,s}	mm ³	2,131E+08	2,224E+08	1,004E+08	1,004E+08									
Modulo di resistenza intradosso anima	W _{w,i}	mm ³	1,334E+08	1,340E+08	1,160E+08	1,160E+08									
Modulo di resistenza intradosso trave	W _i	mm ³	1,291E+08	1,297E+08	1,110E+08	1,110E+08									
Area a taglio (anima trave)	A_{v,2}	mm²	49500												
Inertzia torsionale (sezione aperta)	J _{t,2}	mm ⁴	4,898E+08	5,176E+08	5,726E+07	5,726E+07									
Caratt. geometriche sezione mista (Fase 3)															
Section Name			C01-I-F3	C01-J-F3	C02-I-F3	C02-I-F3	C02-2-F3	C02-2-F3	C02-J-F3	C03-I-F3	C03-1-F3	C03-2-F3	C03-J-F3	C04A-I-F3	C04A-J-F3
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)			NF	F	F										
Coeff. di omogeneizzazione a breve termine	n ₃		6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Area sezione trasversale	A_{i,3}	mm²	272410	281850	128630	128630									
Area omogeneizzata soletta+raccordo	A _{ci,3}	mm ²	158560	168000	168000	168000	168000	168000	168000	168000	168000	168000	168000	170333	170333
Momento statico rispetto intradosso trave	S _{i,3}	mm ³	4,872E+08	5,102E+08	1,350E+08	1,350E+08									
Distanza baricentro da intradosso trave	Y _{Gi}	mm	1788,4	1810,1	1810,1	1810,1	1810,1	1810,1	1810,1	1810,1	1810,1	1810,1	1810,1	1049,5	1049,5
Distanza baricentro da estradosso trave	Y _{Gs,t}	mm	461,6	439,9	439,9	439,9	439,9	439,9	439,9	439,9	439,9	439,9	439,9	1200,5	1200,5
Distanza baricentro da estradosso soletta	Y _{Gs,s}	mm	761,6	739,9	739,9	739,9	739,9	739,9	739,9	739,9	739,9	739,9	739,9	1200,5	1200,5
Momento d'inertzia verticale	J_{i,3}	mm⁴	2,497E+11	2,536E+11	1,165E+11	1,165E+11									
Modulo di resistenza estradosso soletta	W _{s,s}	mm ³	3,279E+08	3,427E+08	9,707E+07	9,707E+07									
Modulo di resistenza intradosso soletta	W _{s,i}	mm ³	4,698E+08	4,973E+08	9,707E+07	9,707E+07									
Modulo di resistenza armatura superiore	W _{a,s}	mm ³	3,279E+08	3,427E+08	9,707E+07	9,707E+07									
Modulo di resistenza armatura inferiore	W _{a,i}	mm ³	4,698E+08	4,973E+08	1,201E+08	1,201E+08									
Modulo di resistenza estradosso trave	W _s	mm ³	5,410E+08	5,764E+08	9,707E+07	9,707E+07									
Modulo di resistenza estradosso anima	W _{w,s}	mm ³	5,786E+08	6,186E+08	1,004E+08	1,004E+08									
Modulo di resistenza intradosso anima	W _{w,i}	mm ³	1,432E+08	1,437E+08	1,160E+08	1,160E+08									
Modulo di resistenza intradosso trave	W _i	mm ³	1,396E+08	1,401E+08	1,110E+08	1,110E+08									
Area a taglio (anima trave)	A_{v,3}	mm²	49500												
Inertzia torsionale (sezione aperta)	J _{t,3}	mm ⁴	1,381E+09	1,464E+09	5,726E+07	5,726E+07									

5.2 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Di seguito si riportano i diagrammi qualitativi delle caratteristiche di sollecitazione relativi alla trave maggiormente caricata (trave di bordo) per le combinazioni di carico allo SLU.



Figura 14: Comb. SLU1 – Momento flettente



Figura 15: Comb. SLU1 – Taglio



Figura 16: Comb. SLU2 – Momento flettente



Figura 17: Comb. SLU2 – Taglio



Figura 18: Comb. SLU3 – Momento flettente



Figura 19: Comb. SLU3 – Taglio

6 VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

Le verifiche vengono eseguite nelle seguenti sezioni significative:

- **S1**: sezione di pila P3 (x=125.00m dalla spalla SP1);
- **S2**: sezione di mezzeria della campata da 45.00m (x=147.50m);
- **S3**: sezione di massimo momento positivo della campata laterale (x=226.00m);
- **S4**: sezione di spalla SP2 (x=240.00m).

6.1 VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' (SLU)

Schema impalcato / Sezione di calcolo

Sezione di verifica			S1	S2	S3	S4	
Schema trave (A = appoggiata; C = continua)			C	C	C	C	
Campata (da spalla SP1)			3	4	6	6	
Appoggio (sottostruttura)			P3			SP2	
Luce campata	L	cm	4500	4500	3500	3500	
Concio			C12A	C14	C22	C23	
Lunghezza concio	L _{concio}	cm	600	1100	1000	900	
Parte (I, 1, 2, 3, J)			J	1	1	J	
Ascissa sezione di calcolo	x	cm	0	2250	2100	3500	
Progressiva da inizio viadotto			12500	14750	22600	24000	
Posizione relativa rispetto alla campata			x/L	0,00	0,50	0,60	1,00
Posizione (AE = appoggio estremità; AI = appoggio interno; CE = campata esterna; CI = campata interna)			AI	CI	CE	AE	
Luce campata sx per AI	L _{SX}	cm	4500				
Luce campata dx per AI	L _{DX}	cm	4500				
Luce equivalente	L _e	cm	2250	3150	2975	2975	
Interasse travi	i	cm	405,0	435,0	483,0	485,0	
Sbalzo soletta	s	cm	295,0	295,0	295,0	295,0	
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)			F	NF	NF	NF	
Posizione trave (E = esterna; I = interna)			E	E	E	E	

Geometria trave metallica

Concio			C12A	C14	C22	C23	
Posizione relativa rispetto alla campata			x/L	0 L	0,5 L	0,6 L	1 L
Altezza trave	h _t	mm	2250	2250	2250	2250	
Larghezza piattabanda superiore	b _s	mm	900	700	700	700	
Spessore piattabanda superiore	t _s	mm	40	30	30	30	
Interasse tra le piattabande sup. travi esterne	i _s	mm	7200	7200	7200	7200	

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Larghezza raddoppio piattabanda sup.	$b_{r,s}$	mm	0	0	0	0
Spessore raddoppio piattabanda sup.	$t_{r,s}$	mm	0	0	0	0
Altezza anima	h_w	mm	2165	2175	2175	2175
Spessore anima	t_w	mm	22	22	22	22
Spessore minimo anima (CNR 10016)	$t_{w,min}$	mm	8,0	6,4	6,4	6,4
Spessore massimo anima (CNR 10016)	$t_{w,max}$	mm	40,0	30,0	30,0	30,0
Angolo inclinazione anima	α_w	°	0,00	0,00	0,00	0,00
Altezza anima inclinata	h'_w	mm	2165	2175	2175	2175
Larghezza piattabanda inferiore	b_i	mm	1000	1000	1000	1000
Spessore piattabanda inferiore	t_i	mm	45	45	45	45
Interasse tra le piattabande inf. travi esterne	i_i	mm	7200	7200	7200	7200
Larghezza raddoppio piattabanda inf.	$b_{r,i}$	mm	700	0	0	0
Spessore raddoppio piattabanda inf.	$t_{r,i}$	mm	20	0	0	0

Classificazione delle sezioni

Qualità acciaio	Classe		S355	S355	S355	S355
Tensione di snervamento acciaio piattab. sup.	$f_{yk,s}$	N/mm ²	355	355	355	355
	ϵ_s		0,81	0,81	0,81	0,81
Tensione di snervamento acciaio piattab. inf.	$f_{yk,i}$	N/mm ²	335	335	335	335
	ϵ_i		0,84	0,84	0,84	0,84
Tensione di snervamento acciaio anima	$f_{yk,w}$	N/mm ²	355	355	355	355
	ϵ_w		0,81	0,81	0,81	0,81
Rapporto larghezza/spessore anima	c/t_w		98,41	98,86	98,86	98,86
Valore limite per anima (classe 3)	$124\epsilon_w$		100,89	100,89	100,89	100,89
Spessore equivalente piattabanda sup.	$t_{s,eq}$	mm	40,00	30,00	30,00	30,00
Spessore equivalente piattabanda inf.	$t_{i,eq}$	mm	59,00	45,00	45,00	45,00
Rapporto larghezza/spessore piattabanda sup.	c/t_s		10,98	11,30	11,30	11,30
Rapporto larghezza/spessore piattabanda inf.	c/t_i		8,29	10,87	10,87	10,87
Valore limite per piattabanda sup. (classe 3)	$14\epsilon_s$		11,39	11,39	11,39	11,39
Valore limite per piattabanda inf. (classe 3)	$14\epsilon_i$		11,73	11,73	11,73	11,73
Classificazione sezione	Classe		3	3	3	3

Geometria soletta cls

Distanza tra gli assi dei connettori	b_0	mm	400	400	400	400
Semi-larghezza efficace soletta	b_{e1}	mm	2750	2750	2750	2750
	b_{e2}	mm	1825	1975	2215	2225

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Coeff. riduttivi larghezza collab. soletta per AE	β_1		1,000	1,000	1,000	0,820
	β_2		1,000	1,000	1,000	0,884
Larghezza efficace soletta	b_{eff}	mm	4975	5125	5365	4624
Spessore totale soletta	h_{sol}	mm	300	300	300	300
Spessore lastre prefabbricate (predalles)	h_{pred}	mm	70	70	70	70
Spessore soletta gettata in opera	h_{getto}	mm	230	230	230	230
Altezza soletta di calcolo	$h_{sol,eff}$	mm	0	230	230	230
Larghezza raccordo	b_{racc}	mm	800	600	600	600
Altezza raccordo	h_{racc}	mm	70	70	70	70
Altezza raccordo di calcolo	$h_{racc,eff}$	mm	0	70	70	70
Altezza complessiva trave composta	H	mm	2550	2550	2550	2550
Diametro armatura superiore soletta	Φ_s	mm	16	16	16	0
Passo armatura superiore soletta	p_s	mm	200	200	200	200
Barre armatura superiore in larghezza collab.	n_s		24	25	26	23
Area armatura superiore	A_{ss}	mm ²	4823	5024	5225	0
Copriferro arm. sup. (da estradosso soletta)	c_s	mm	60	60	60	0
Diametro armatura inferiore soletta	Φ_i	mm	16	16	16	0
Passo armatura inferiore soletta	p_i	mm	200	200	200	200
Barre armatura inferiore in larghezza collab.	n_i		24	25	26	23
Area armatura inferiore	A_{si}	mm ²	4823	5024	5225	0
Copriferro arm. inf. (da estradosso soletta)	c_s	mm	60	60	60	0

Caratt. geometriche trave metallica (Fase 1)

Area sezione trasversale	A_a	mm²	142630	113850	113850	113850
Peso proprio trave	p	daN/m	1120	894	894	894
Momento statico rispetto intradosso trave	S_a	mm ³	1,358E+08	1,021E+08	1,021E+08	1,021E+08
Distanza baricentro da intradosso trave	y_{Gi}	mm	951,9	897,1	897,1	897,1
Distanza baricentro da estradosso trave	y_{Gs}	mm	1298,1	1352,9	1352,9	1352,9
Momento d'inerzia verticale	J_a	mm⁴	1,290E+11	9,354E+10	9,354E+10	9,354E+10
Modulo di resistenza estradosso trave	W_s	mm ³	9,939E+07	6,914E+07	6,914E+07	6,914E+07
Modulo di resistenza estradosso anima	$W_{w,s}$	mm ³	1,026E+08	7,071E+07	7,071E+07	7,071E+07
Modulo di resistenza intradosso anima	$W_{w,i}$	mm ³	1,423E+08	1,098E+08	1,098E+08	1,098E+08
Modulo di resistenza intradosso trave	W_i	mm ³	1,355E+08	1,043E+08	1,043E+08	1,043E+08
Area a taglio (anima trave)	$A_{v,1}$	mm²	49500	49500	49500	49500
Inerzia torsionale (sezione aperta)	$J_{t,1}$	mm ⁴	5,913E+07	4,439E+07	4,439E+07	4,439E+07

Sollecitazioni - Fase 1

g1 - carpenteria metallica

Coefficiente parziale (A1)	V_{g1}		1,35	1,35	1,35	1,35
Sforzo normale	N	kN				
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-2115,9	1055	1086	0
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	260,8	-11,9	-23,9	159,6
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN				
Momento torcente	M_x	kNm				

g1 - peso soletta

Coefficiente parziale (A1)	V_{g1}		1,35	1,35	1,35	1,35
Sforzo normale	N	kN				
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-6544,1	3404,6	3681,3	0
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	781,9	-30,8	-81,4	541,6
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN				
Momento torcente	M_x	kNm				

Comb. SLU - Fase 1

Sforzo normale	N	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-11691,0	6020,5	6435,9	0,0
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	1407,6	-57,6	-142,2	946,6
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M_x	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

Tensioni - Fase 1

Tensione normale estradosso trave	σ_s	N/mm ²	117,62	-87,08	-93,09	0,00
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm ²	114,00	-85,15	-91,02	0,00
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm ²	-82,17	54,85	58,63	0,00
Tensione normale intradosso trave	σ_i	N/mm ²	-86,25	57,74	61,73	0,00
Tensione tangenziale media	τ	N/mm ²	28,44	-1,16	-2,87	19,12
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm ²	124,18	85,17	91,16	33,12
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm ²	95,80	54,88	58,84	33,12

Caratt. geometriche sezione mista (Fase 2)

Section name	C12A-J-F2	C14-1-F2	C22-1-F2	C23-J-F2
--------------	-----------	----------	----------	----------

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)			F	NF	NF	NF
Coeff. di omogeneizzazione a lungo termine	n_2		18	18	18	18
Area sezione trasversale	$A_{i,2}$	mm²	152276	191717	195186	175265
Area omogeneizzata soletta+raccordo	$A_{ci,2}$	mm ²	66681	67819	70886	61415
Momento statico rispetto intradosso trave	$S_{i,2}$	mm ³	1,589E+08	2,910E+08	2,995E+08	2,513E+08
Distanza baricentro da intradosso trave	y_{gi}	mm	1043,6	1518,1	1534,3	1434,0
Distanza baricentro da estradosso trave	$y_{Gs,t}$	mm	1206,4	731,9	715,7	816,0
Distanza baricentro da estradosso soletta	$y_{Gs,s}$	mm	1206,4	1031,9	1015,7	1116,0
Momento d'inerzia verticale	$J_{i,2}$	mm⁴	1,443E+11	2,026E+11	2,055E+11	1,875E+11
Modulo di resistenza estradosso soletta	$W_{s,s}$	mm ³	1,196E+08	1,964E+08	2,023E+08	1,680E+08
Modulo di resistenza intradosso soletta	$W_{s,i}$	mm ³	1,478E+08	2,527E+08	2,616E+08	2,116E+08
Modulo di resistenza armatura superiore	$W_{a,s}$	mm ³	1,259E+08	2,085E+08	2,150E+08	1,680E+08
Modulo di resistenza armatura inferiore	$W_{a,i}$	mm ³	1,392E+08	2,351E+08	2,430E+08	2,116E+08
Modulo di resistenza estradosso trave	W_s	mm ³	1,196E+08	2,769E+08	2,871E+08	2,298E+08
Modulo di resistenza estradosso anima	$W_{w,s}$	mm ³	1,237E+08	2,887E+08	2,997E+08	2,386E+08
Modulo di resistenza intradosso anima	$W_{w,i}$	mm ³	1,445E+08	1,376E+08	1,380E+08	1,350E+08
Modulo di resistenza intradosso trave	W_i	mm ³	1,383E+08	1,335E+08	1,339E+08	1,308E+08
Area a taglio (anima trave)	$A_{v,2}$	mm²	49500	49500	49500	49500
Inerzia torsionale (sezione aperta)	$J_{t,2}$	mm ⁴	5,913E+07	6,218E+08	6,488E+08	5,653E+08

Sollecitazioni - Fase 2

e3 - ritiro

Coefficiente parziale (A1)	γ_{e3}		1,2	0	0	1,2
Sforzo normale nella soletta	N_s	kN	3625	3625	3625	3625
Sforzo normale	N	kN	-3625	-3625	-3625	-3625
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-63,3	39,3	1633,1	3605
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	4,9	-4,6	-123,2	-123,2
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN				
Momento torcente	M_x	kNm				

g2 - permanenti portati

Coefficiente parziale (A1)	γ_{g2}		1,5	1,5	1,5	1,5
Sforzo normale nella soletta	N_s	kN				
Sforzo normale	N	kN				
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-2442,7	1743,5	1707,5	0
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	332,7	-12	-23,7	237,1

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN				
Momento torcente	M_x	kNm				
Comb. SLU - Fase 2						
Sforzo normale nella soletta	N_s	kN	4350,0	0,0	0,0	4350,0
Sforzo normale	N	kN	-4350,0	0,0	0,0	-4350,0
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-3740,0	2615,3	2561,3	4326,0
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	504,9	-18,0	-35,6	207,8
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M_x	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Comb. SLE - Fase 2						
Sforzo normale nella soletta	N_s	kN	3625,0	0,0	0,0	3625,0
Sforzo normale	N	kN	-3625,0	0,0	0,0	-3625,0
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-2506,0	1743,5	1707,5	3605,0
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	337,6	-12,0	-23,7	113,9
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M_x	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Tensioni - Fase 2						
Tensione normale estradosso soletta	$\sigma_{s,s}$	N/mm ²	0,00	-0,74	-0,70	1,13
Tensione normale intradosso soletta	$\sigma_{s,i}$	N/mm ²	0,00	-0,57	-0,54	1,42
Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm ²	66,38	-12,54	-11,91	0,00
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm ²	63,53	-11,12	-10,54	0,00
Tensione normale estradosso trave	σ_s	N/mm ²	2,70	-9,45	-8,92	-43,65
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm ²	1,66	-9,06	-8,55	-42,95
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm ²	-54,45	19,01	18,56	7,23
Tensione normale intradosso trave	σ_i	N/mm ²	-55,62	19,59	19,12	8,27
Tensione tangenziale media	τ	N/mm ²	10,20	-0,36	-0,72	4,20
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm ²	17,75	9,08	8,64	43,56
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm ²	57,24	19,02	18,60	10,25
Caratt. geometriche sezione mista (Fase 3)						
Section Name			C12A-J-F3	C14-1-F3	C22-1-F3	C23-J-F3
Stato soletta (F = fessurata; NF = non fessurata)			F	NF	NF	NF

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Coeff. di omogeneizzazione a breve termine	n_3		6	6	6	6
Area sezione trasversale	$A_{i,3}$	mm²	152276	327356	336958	298094
Area omogeneizzata soletta+raccordo	$A_{ci,3}$	mm ²	200042	203458	212658	184244
Momento statico rispetto intradosso trave	$S_{i,3}$	mm ³	1,589E+08	6,206E+08	6,440E+08	5,497E+08
Distanza baricentro da intradosso trave	y_{Gi}	mm	1043,6	1895,9	1911,2	1844,1
Distanza baricentro da estradosso trave	$y_{Gs,t}$	mm	1206,4	354,1	338,8	405,9
Distanza baricentro da estradosso soletta	$y_{Gs,s}$	mm	1206,4	654,1	638,8	705,9
Momento d'inerzia verticale	$J_{i,3}$	mm⁴	1,443E+11	2,691E+11	2,718E+11	2,597E+11
Modulo di resistenza estradosso soletta	$W_{s,s}$	mm ³	1,196E+08	4,114E+08	4,255E+08	3,679E+08
Modulo di resistenza intradosso soletta	$W_{s,i}$	mm ³	1,196E+08	6,344E+08	6,649E+08	5,457E+08
Modulo di resistenza armatura superiore	$W_{a,s}$	mm ³	1,259E+08	4,529E+08	4,696E+08	3,679E+08
Modulo di resistenza armatura inferiore	$W_{a,i}$	mm ³	1,392E+08	5,558E+08	5,798E+08	5,457E+08
Modulo di resistenza estradosso trave	W_s	mm ³	1,196E+08	7,598E+08	8,023E+08	6,398E+08
Modulo di resistenza estradosso anima	$W_{w,s}$	mm ³	1,237E+08	8,302E+08	8,802E+08	6,908E+08
Modulo di resistenza intradosso anima	$W_{w,i}$	mm ³	1,445E+08	1,454E+08	1,457E+08	1,443E+08
Modulo di resistenza intradosso trave	W_i	mm ³	1,383E+08	1,419E+08	1,422E+08	1,408E+08
Area a taglio (anima trave)	$A_{v,3}$	mm²	49500	49500	49500	49500
Inerzia torsionale (sezione aperta)	$J_{t,3}$	mm ⁴	5,913E+07	1,777E+09	1,858E+09	1,607E+09

Sollecitazioni - Fase 3

q1,t - carichi da traffico tandem

Coefficiente parziale (A1)	γ_{q1}		1,35	1,35	1,35	1,35
Coeff. di combinazione	$\psi_0 = \psi_1$		0,75	0,75	0,75	0,75
Sforzo normale nella soletta	N_s	kN				
Sforzo normale	N	kN				
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-2517,6	6823,7	6154,4	0
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	832,6	-346	-423,5	823,7
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN				
Momento torcente	M_x	kNm				

q1,d - carichi da traffico distribuiti

Coefficiente parziale (A1)	γ_{q1}		1,35	1,35	1,35	1,35
Coeff. di combinazione	$\psi_0 = \psi_1$		0,4	0,4	0,4	0,4
Sforzo normale nella soletta	N_s	kN				
Sforzo normale	N	kN				
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-5445,4	5485,7	4131,7	0

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Taglio nel piano verticale	V_z	kN	829,1	-210,1	-179	508,2
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN				
Momento torcente	M_x	kNm				
q5 - vento a ponte carico						
Coefficiente parziale (A1)	γ_{q5}		1,5	1,5	1,5	1,5
Coeff. di combinazione	ψ_0		0,6	0,6	0,6	0,6
Sforzo normale nella soletta	N_s	kN				
Sforzo normale	N	kN				
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-1855,8	1512,4	1368,8	0
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	278,9	-10,2	-14,9	186
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN				
Momento torcente	M_x	kNm				
q7,neg - termica differenziale negativa						
Coefficiente parziale (A1)	γ_{q7}		1,5	0	0	1,5
Coeff. di combinazione	$\psi_0 = \psi_1$		0,6	0	0	0,6
	ψ_2		0,5	0	0	0,5
Sforzo normale nella soletta	N_s	kN	5670	5670	5670	5670
Sforzo normale	N	kN	-5670	-5670	-5670	-5670
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-44,8	34,2	1806,4	3870
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	3,7	-3,5	-129	-129
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm				
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN				
Momento torcente	M_x	kNm				
q7,pos - termica differenziale positiva						
Coefficiente parziale (A1)	γ_{q7}		0	1,5	1,5	0
Coeff. di combinazione	$\psi_0 = \psi_1$		0	0,6	0,6	0
	ψ_2		0	0,5	0,5	0
Sforzo normale nella soletta	N_s	kN	-5670	-5670	-5670	-5670
Sforzo normale	N	kN	5670	5670	5670	5670
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	44,8	-34,2	-1806,4	-3870
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	-3,7	3,5	129	129
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm	0	0	0	0
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN	0	0	0	0
Momento torcente	M_x	kNm	0	0	0	0

Comb. SLU - Fase 3

Sforzo normale nella soletta	N _s	kN	5103,0	-5103,0	-5103,0	5103,0
Sforzo normale	N	kN	-5103,0	5103,0	5103,0	-5103,0
Momento flettente nel piano verticale	M _y	kNm	-12460,6	17948,1	13492,4	3483,0
Taglio nel piano verticale	V _z	kN	2497,6	-756,8	-710,7	1849,4
Momento flettente nel piano orizzontale	M _z	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V _y	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M _x	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

Comb. SLE rara - Fase 3

Sforzo normale nella soletta	N _s	kN	3402,0	-3402,0	-3402,0	3402,0
Sforzo normale	N	kN	-3402,0	3402,0	3402,0	-3402,0
Momento flettente nel piano verticale	M _y	kNm	-9103,4	13196,3	10023,5	2322,0
Taglio nel piano verticale	V _z	kN	1831,3	-560,1	-534,0	1366,1
Momento flettente nel piano orizzontale	M _z	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V _y	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M _x	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

Comb. SLE frequente - Fase 3

Sforzo normale nella soletta	N _s	kN	3402,0	-3402,0	-3402,0	3402,0
Sforzo normale	N	kN	-3402,0	3402,0	3402,0	-3402,0
Momento flettente nel piano verticale	M _y	kNm	-4093,2	7291,5	5184,6	2322,0
Taglio nel piano verticale	V _z	kN	958,3	-341,4	-311,8	743,7
Momento flettente nel piano orizzontale	M _z	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V _y	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M _x	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

Comb. SLE quasi perm. - Fase 3

Sforzo normale nella soletta	N _s	kN	2835,0	-2835,0	-2835,0	2835,0
Sforzo normale	N	kN	-2835,0	2835,0	2835,0	-2835,0
Momento flettente nel piano verticale	M _y	kNm	-22,4	-17,1	-903,2	1935,0
Taglio nel piano verticale	V _z	kN	1,9	1,8	64,5	-64,5
Momento flettente nel piano orizzontale	M _z	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V _y	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M _x	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

Sollecitazioni totali

Comb. SLU - Fase 1+2+3

Sforzo normale nella soletta	N _s	kN	9453,0	-5103,0	-5103,0	9453,0
Sforzo normale	N	kN	-9453,0	5103,0	5103,0	-9453,0

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-27891,6	26583,8	22489,5	7809,0
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	4410,2	-832,4	-888,4	3003,8
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M_x	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

Tensioni - Fase 3

Tensione normale estradosso soletta	$\sigma_{s,s}$	N/mm ²	0,00	-8,85	-6,76	0,18
Tensione normale intradosso soletta	$\sigma_{s,i}$	N/mm ²	0,00	-6,30	-4,86	0,70
Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm ²	90,99	-49,12	-37,58	0,00
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm ²	81,49	-41,78	-32,12	0,00
Tensione normale estradosso trave	σ_s	N/mm ²	70,66	-8,03	-1,67	-22,56
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm ²	67,21	-6,03	-0,18	-22,16
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm ²	-119,74	139,04	107,78	7,01
Tensione normale intradosso trave	σ_i	N/mm ²	-123,63	142,04	110,01	7,62
Tensione tangenziale media	τ	N/mm ²	50,46	-15,29	-14,36	37,36
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm ²	110,25	27,16	24,87	68,40
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm ²	148,24	141,54	110,61	65,09

Verifica di resistenza - SLU

Tensioni totali - Fase 1+2+3

Tensione normale estradosso soletta	$\sigma_{s,s}$	N/mm ²	0,00	-9,59	-7,46	1,31
Tensione normale intradosso soletta	$\sigma_{s,i}$	N/mm ²	0,00	-6,87	-5,40	2,12
Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm ²	157,37	-61,67	-49,49	0,00
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm ²	145,02	-52,91	-42,66	0,00
Tensione normale estradosso trave	σ_s	N/mm ²	190,99	-104,56	-103,68	-66,21
Tensione normale estradosso anima	$\sigma_{w,s}$	N/mm ²	182,87	-100,24	-99,75	-65,11
Tensione normale intradosso anima	$\sigma_{w,i}$	N/mm ²	-256,36	212,90	184,97	14,24
Tensione normale intradosso trave	σ_i	N/mm ²	-265,49	219,38	190,86	15,88
Tensione tangenziale media	τ	N/mm ²	89,10	-16,82	-17,95	60,68
Tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\sigma_{id,w,s}$	N/mm ²	252,18	121,41	124,66	145,09
Tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\sigma_{id,w,i}$	N/mm ²	301,29	215,45	188,05	108,47
Coeff. sicurezza - resistenza trave	γ_{M0}		1,05	1,05	1,05	1,05
Tensione limite acciaio piattabanda sup.	f_{yd}	N/mm ²	338,1	338,1	338,1	338,1
Tensione limite acciaio anima	f_{yd}	N/mm ²	338,1	338,1	338,1	338,1

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Tensione limite acciaio piattabanda inf.	f_{yd}	N/mm ²	319,0	319,0	319,0	319,0
Tensione limite barre di armatura	f_{sd}	N/mm ²	391,30	391,30	391,30	391,30
Tensione limite calcestruzzo	f_{cd}	N/mm ²	18,10	18,10	18,10	18,10
Fattore di sicurezza trave	FS < 1		0,89	0,69	0,60	0,43
Fattore di sicurezza armature	FS < 1		0,40	0,16	0,13	0,00
Fattore di sicurezza calcestruzzo	FS < 1		0,00	0,53	0,41	0,12

Verifica di stabilità - SLU

Piattabanda inferiore compressa

Lungh. libera di inflessione tra ritegni torsionali	l_0	mm	5000	5000	5000	5000
Momento di inerzia piattabanda inferiore	J	mm ⁴	4,917E+09	3,750E+09	3,750E+09	3,750E+09
Area piattabanda inferiore	A	mm ²	59000	45000	45000	45000
Raggio d'inerzia	i	mm	288,7	288,7	288,7	288,7
Snellezza ala compressa tra ritegni torsionali	λ		17,3	17,3	17,3	17,3
Snellezza adimensionale	λ^*		0,220	0,220	0,220	0,220
Fattore di imperfezione	α_{LT}		0,76	0,76	0,76	0,76
	Φ		0,532	0,532	0,532	0,532
Fattore di riduzione per instabilità	χ		0,9840	0,9840	0,9840	0,9840
Coefficiente amplificativo per instabilità	$1/\chi$		1,016	1,016	1,016	1,016
Coefficiente di sicurezza per instabilità	γ_{M1}		1,10	1,10	1,10	1,10
Tensione critica per instabilità	σ_c		-304,5	-304,5	-304,5	-304,5
Tensione normale intradosso trave	σ_i		-265,49	219,38	190,86	15,88
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,87	0,00	0,00	0,00

Pannello d'anima a taglio

Altezza anima	h_w	mm	2165	2175	2175	2175
Spessore anima	t_w	mm	22	22	22	22
Rapporto altezza spessore anima	h_w/t_w		98,41	98,86	98,86	98,86
Lunghezza pannello tra irrigiditori trasversali	a	mm	5000	5000	5000	5000
Rapporto d'allungamento	a/h_w		2,309	2,299	2,299	2,299
Inerzia minima irrigiditori trasversali rigidi	$J_{st,min}$	mm ⁴	1,729E+07	1,737E+07	1,737E+07	1,737E+07
Spessore irrigidimenti trasversali	t_s	mm	20	20	20	20
Larghezza irrigidimenti trasversali	h_s	mm	435	335	335	335
Inerzia irrigidimenti trasversali	J_{st}	mm ⁴	1,183E+09	5,523E+08	5,523E+08	5,523E+08
Tipo irrigid. trasv. (R = rigido; NR = non rigido)			R	R	R	R
Spessore irrigidimenti longitudinali	t_{sl}	mm	0	0	0	0
Altezza irrigidimenti longitudinali	h_{sl}	mm	0	0	0	0

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Larghezza collaborante irrigidimenti long.	15εt	mm	0,0	0,0	0,0	0,0
Somma inerzie irrigiditori longitudinali	J _{sl}	mm ⁴				
Coefficiente per l'instabilità a taglio	k _t		6,090	6,097	6,097	6,097
Limite altezza/spessore - pannelli non irrigiditi	60ε _w		48,82	48,82	48,82	48,82
Limite altezza/spessore - pannelli irrigiditi	(h _w /t _w) _{lim}		51,87	51,90	51,90	51,90
Verifica di instabilità a taglio necessaria			SI	SI	SI	SI
Tensione critica euleriana	σ _e	N/mm ²	19,62	19,44	19,44	19,44
Tensione tangenziale critica	τ _{cr}	N/mm ²	119,48	118,52	118,52	118,52
Parametro di snellezza	λ _w		1,310	1,315	1,315	1,315
	χ _w		0,634	0,631	0,631	0,631
Contributo resistente dell'anima	V _{bw,Rd}	KN	5622,8	5626,0	5626,0	5626,0
Contributo resistente delle piattabande	V _{bf,Rd}	KN	0	0	0	0
Resistenza all'instabilità per taglio	V _{b,Rd}	KN	5622,8	5626,0	5626,0	5626,0
Sollecitazione di taglio	V _{Sd}	KN	4410,2	832,4	888,4	3383,8
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,78	0,15	0,16	0,60

Verifica "a respiro" dell'anima - SLE frequente

Dimensione minima del pannello d'anima	b	mm	2165	2175	2175	2175
Luce della campata in esame	L	m	45	45	35	35
Rapporto dim. pannello/spess. anima limite	b/t _{lim}		210	210	170	170
Rapporto dim. pannello/spess. anima	b/t		98,41	98,86	98,86	98,86
Verifica "a respiro" necessaria			NO	NO	NO	NO

6.2 VERIFICHE A FATICA PER VITA ILLIMITATA (FAT)

Le verifiche a fatica per vita illimitata sono condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che la massima differenza di tensione $\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ indotta nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso.

Ai fini del calcolo del σ_{\max} si impiega il modello di carico di fatica 1, costituito dallo Schema di Carico 1 assumendo il 70% dei carichi concentrati ed il 30% di quelli distribuiti.

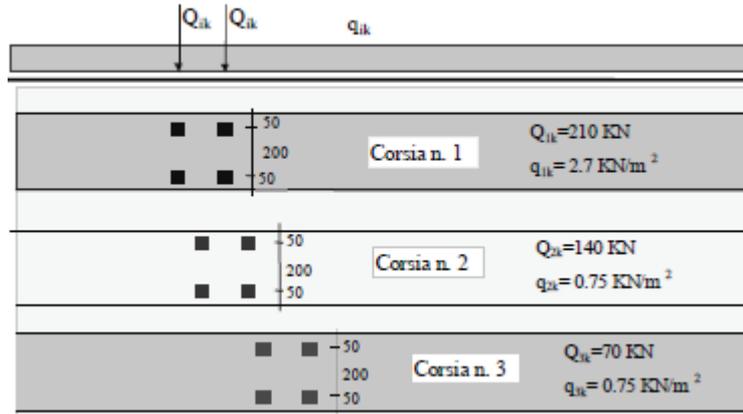


Figura 20: Modello di carico di fatica 1

Sezione di verifica

S1 S2 S3 S4

Sollecitazioni - Modello di carico di fatica 1

			S1	S2	S3	S4
Sforzo normale nella soletta	N_s	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Sforzo normale	N	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento flettente nel piano verticale	M_y	kNm	-3395,9	6422,3	5547,6	0,0
Taglio nel piano verticale	V_z	kN	831,6	-305,2	-350,2	729,1
Momento flettente nel piano orizzontale	M_z	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0
Taglio nel piano orizzontale	V_y	kN	0,0	0,0	0,0	0,0
Momento torcente	M_x	kNm	0,0	0,0	0,0	0,0

Verifiche a fatica per vita illimitata

Dettagli costruttivi per sezioni saldate

Dettaglio n. 5 Tab. C.4.2.XIV Circ. 2009 - Saldature di composizione

Limite a fatica ad ampiezza cost. per $N=2 \times 10^6$ cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm^2	100	100	100	100
Limite a fatica ad ampiezza cost. per $N=5 \times 10^6$ cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm^2	73,70	73,70	73,70	73,70
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	γ_M		1,35	1,35	1,35	1,35
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm^2	54,59	54,59	54,59	54,59
Escursione tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\Delta\sigma_{\max, id, s}$	N/mm^2	40,00	13,19	13,78	25,51

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Escursione tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\Delta\sigma_{\max, id, i}$	N/mm ²	37,40	45,45	40,01	25,51
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,73	0,83	0,73	0,47

Dettagli n. 5-7 Tab. C.4.2.XV Circ. 2009 - Giunti trasversali tra conci

Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=2x10 ⁶ cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm ²	90	90	90	90
Limite a fatica per N=5x10 ⁶ cicli - piattabanda sup.	$\Delta\sigma_{d, s}$	N/mm ²	60,38	63,95	63,95	63,95
Limite a fatica per N=5x10 ⁶ cicli - piattabanda inf.	$\Delta\sigma_{d, i}$	N/mm ²	58,97	58,97	58,97	58,97
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	γ_M		1,35	1,35	1,35	1,35
Resistenza a fatica piattabanda sup.	$\Delta\sigma_{d, s}/\gamma_M$	N/mm ²	44,73	47,37	47,37	47,37
Resistenza a fatica piattabanda inf.	$\Delta\sigma_{d, i}/\gamma_M$	N/mm ²	43,68	43,68	43,68	43,68
Escursione tensione piattabanda sup.	$\Delta\sigma_{\max, s}$	N/mm ²	28,39	0,00	0,00	0,00
Escursione tensione ideale attacco anima-ala sup.	$\Delta\sigma_{\max, id, s}$	N/mm ²	40,00	0,00	0,00	25,51
Escursione tensione ideale attacco anima-ala inf.	$\Delta\sigma_{\max, id, i}$	N/mm ²	37,40	0,00	0,00	25,51
Escursione tensione piattabanda inf.	$\Delta\sigma_{\max, i}$	N/mm ²	24,56	0,00	0,00	0,00
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,89	0,00	0,00	0,58

Dettaglio n. 7 Tab. C.4.2.XVI Circ. 2009 - Saldature irrigidimenti verticali

Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=2x10 ⁶ cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm ²	80	80	80	80
Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=5x10 ⁶ cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm ²	58,96	58,96	58,96	58,96
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	γ_M		1,15	1,15	1,15	1,15
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm ²	51,27	51,27	51,27	51,27
Escursione tensione attacco anima-ala sup.	$\Delta\sigma_{\max, w, s}$	N/mm ²	27,45	7,74	6,30	0,00
Escursione tensione attacco anima-ala inf.	$\Delta\sigma_{\max, w, i}$	N/mm ²	23,50	44,18	38,09	0,00
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,54	0,86	0,74	0,00

Dettaglio n. 7 Tab. C.4.2.XVII Circ. 2009 - Raddoppi di piattabanda

Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=2x10 ⁶ cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm ²	71	71	71	71
Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=5x10 ⁶ cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm ²	52,33	52,33	52,33	52,33
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	γ_M		1,35	1,35	1,35	1,35
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm ²	38,76	38,76	38,76	38,76
Escursione tensione attacco anima-ala sup.	$\Delta\sigma_{\max, s}$	N/mm ²	0,00	0,00	0,00	0,00
Escursione tensione attacco anima-ala inf.	$\Delta\sigma_{\max, i}$	N/mm ²	23,50	0,00	0,00	0,00
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,61	0,00	0,00	0,00

Dettaglio n. 9 Tab. C.4.2.XVI Circ. 2009 - Saldature pioli

Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=2x10 ⁶ cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm ²	80	80	80	80
Limite a fatica ad ampiezza cost. per N=5x10 ⁶ cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm ²	58,96	58,96	58,96	58,96

Coeff. parziale di sicurezza per fatica	γ_M		1,35	1,35	1,35	1,35
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm ²	43,67	43,67	43,67	43,67
Escursione tensione piattabanda sup.	$\Delta\sigma_{max,s}$	N/mm ²	28,39	8,45	6,91	0,00
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,65	0,19	0,16	0,00

6.3 VERIFICA DEI PIOLI (SLE)

La collaborazione tra la trave metallica e la soletta è assicurata mediante pioli elettrosaldati all'ala della trave di acciaio. Essi devono pertanto assicurare che non ci sia scorrimento fra soletta e trave metallica.

La forza di scorrimento per unità di lunghezza è calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà statiche della sezione trasversale sono uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

Tutte le sezioni (anche quelle nei pressi degli appoggi interni, e quindi tese superiormente, sede però generalmente dei massimi tagli) sono state prese in considerazione non parzializzate (NF), in modo da determinare il massimo scorrimento fra trave e soletta.

Per le travate da ponte, nello stato limite di esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60% della resistenza di progetto, calcolata in accordo al p.to 4.3.4.3.1.2 delle NTC.

In corrispondenza delle zone di estremità, inoltre, i pioli dovranno essere in grado di assorbire lo scorrimento dovuto alle azioni da ritiro ed alle variazioni termiche differenziali.

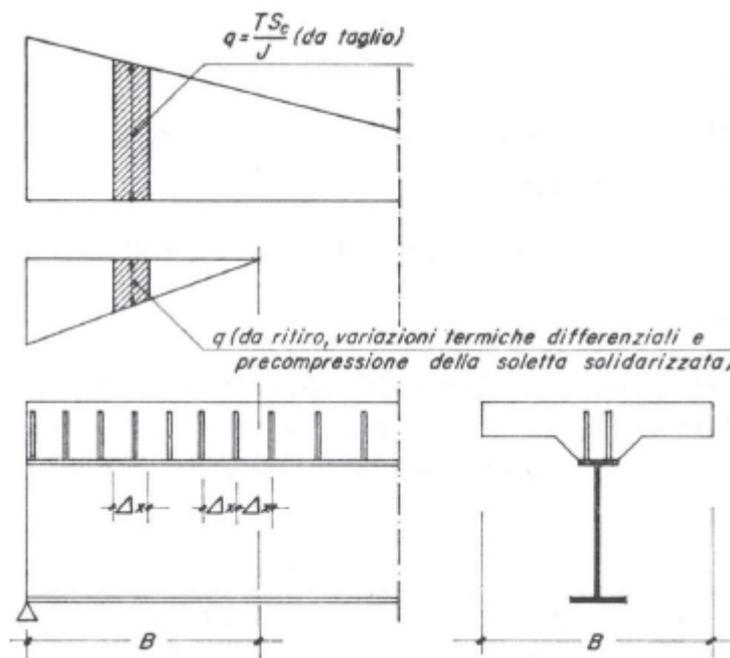


Figura 21: Sforzo di scorrimento sui pioli

Sezione di verifica

Verifica dei pioli - SLE rara

			S1	S2	S3	S4
Taglio agente su sezione mista - Fase 2+3	$V_{z,2+3}$	kN	2168,9	572,1	557,7	1758,0
Tensione normale estradosso soletta per $\Delta T+$	$\sigma_{t,s}$	N/mm ²	0,000	0,000	0,000	-0,206
Tensione normale intradosso soletta per $\Delta T+$	$\sigma_{t,i}$	N/mm ²	0,000	0,000	0,000	-0,777
Tensione normale baricentro soletta per $\Delta T+$	$\sigma_{t,b}$	N/mm ²	0,000	0,000	0,000	-0,491
Area soletta basata sulla largh. geometrica	A_c	mm ²	1492500	1537500	1608750	1612500
Momento d'inerzia della sezione mista	$J_{i,3}$	mm ⁴	3,152E+11	2,691E+11	2,718E+11	2,597E+11
Momento statico soletta risp. baricentro	$S_{s,3}$	mm ³	1,197E+08	1,086E+08	1,103E+08	1,078E+08
Larghezza dell'interfaccia acciaio-cls	b_s	mm	800	600	600	600
Tensione tangenziale all'interfaccia - Fase 2+3	τ_{2+3}	N/mm ²	1,030	0,385	0,377	1,217
Forza di scorrimento per unità di lunghezza	q	N/mm	823,74	230,99	226,39	935,51
Interasse longitudinale connettori	Δx	mm	200	400	400	200
Sforzo su ciascuna fila di pioli ad interasse Δx	ΔQ	kN	164,7	92,4	90,6	187,1
Diametro piolo (16<d<25mm)	d	mm	22	22	22	22
Altezza del piolo dopo la saldatura	h_{sc}	mm	210	210	210	210
Resistenza a rottura acciaio piolo (< 500 Mpa)	f_{tk}	N/mm ²	450	450	450	450
Resistenza caratteristica cilindrica soletta	f_{ck}	N/mm ²	32	32	32	32
Modulo elastico soletta	E_{cm}	N/mm ²	33346	33346	33346	33346
Coeff. rapporto altezza/diametro piolo	α		1,0	1,0	1,0	1,0
Fattore parziale di sicurezza	γ_v		1,25	1,25	1,25	1,25
Resistenza a taglio singolo piolo - lato cls	$P_{Re,c}$	kN	69,60	69,60	69,60	69,60
Resistenza a taglio singolo piolo - lato acciaio	$P_{Re,a}$	kN	65,65	65,65	65,65	65,65
Resistenza a taglio singolo piolo	P_{re}	kN	65,65	65,65	65,65	65,65
Numero di pioli necessari sull'interasse	$n_{p,req}$		3	2	2	3
Numero di pioli disposti sull'interasse	n_p		3	2	3	3
Resistenza a tagli pioli sull'interasse	$P_{re,tot}$	kN	196,96	131,31	196,96	196,96
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,84	0,70	0,46	0,95

6.4 VERIFICA DI DEFORMABILITA' (SLE)

Si assume cautelativamente il seguente limite di deformazione sotto l'azione dei carichi accidentali di progetto (SLE):

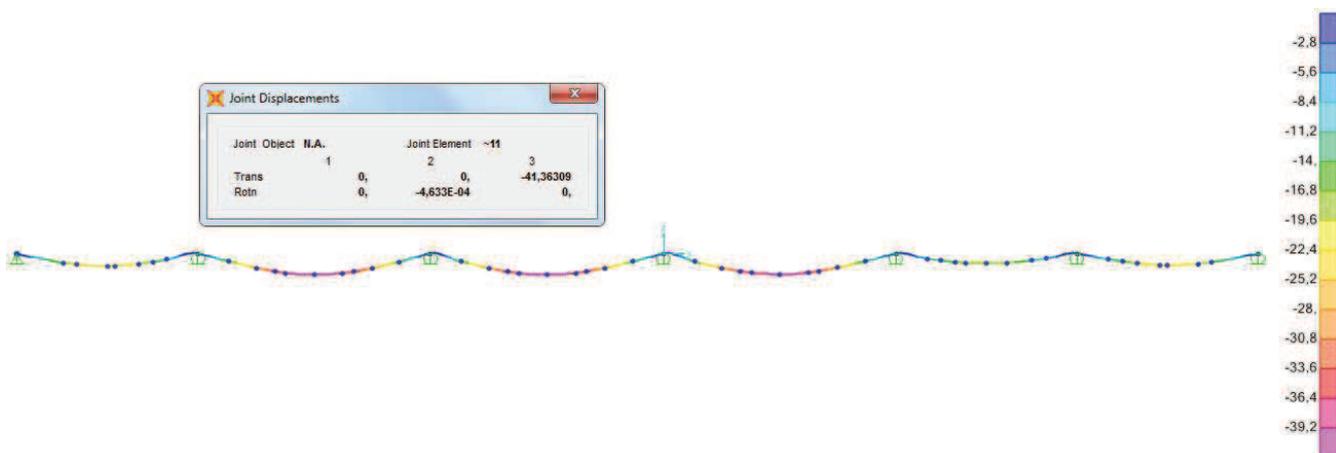
$$f \leq L/700$$

dove:

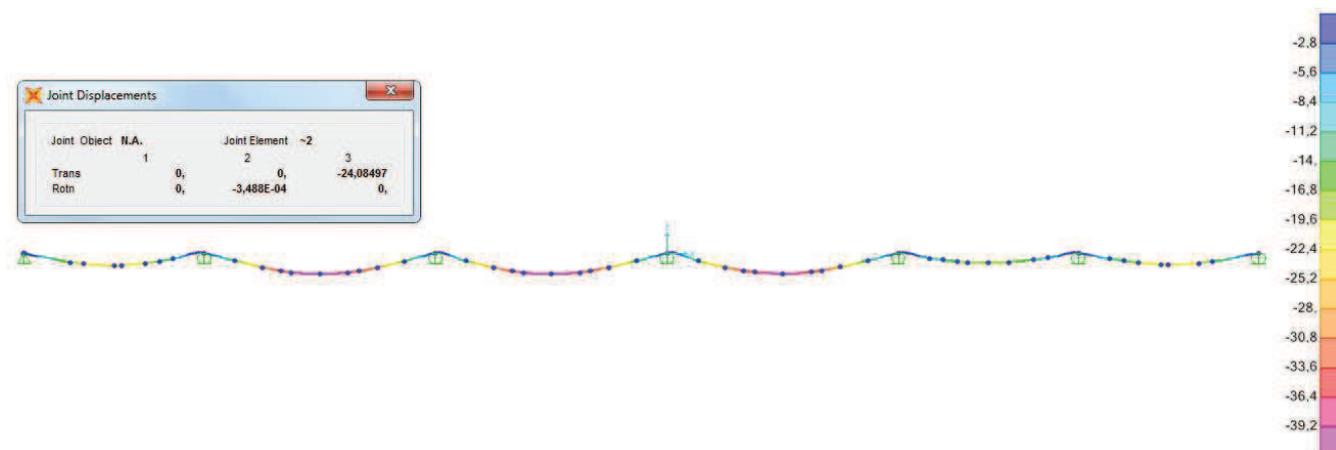
L = luce di calcolo;

f = massima freccia verticale.

Campata centrale da 45.0m: $f = 41.4 \text{ mm} < f_{lim} = 64.3 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$



Campata laterale da 35.0m: $f = 24.1 \text{ mm} < f_{lim} = 50.0 \text{ mm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$



7 VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

7.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

Si rimanda al paragrafo 6.1, dove sono riportate le verifiche di resistenza allo SLU delle sezioni miste acciaio-cls dell'impalcato.

In particolare, si nota che la tensione massima del calcestruzzo è sempre inferiore alla tensione limite $f_{cd} = 18.10 \text{ N/mm}^2$ per un calcestruzzo di classe Rck 40.

7.2 VERIFICHE DI FESSURAZIONE (SLE)

La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto, come indicato nel par. 4.1.2.2.4.6 della Circolare n.617 del 2009.

La classe di esposizione prevista è XC3+XD1; le condizioni ambientali sono assunte di tipo "aggressivo". Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo poco sensibile.

I criteri di scelta dello stato limite di fessurazione sono indicati in Tab.4.1.IV delle NTC, di seguito riportata:

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

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	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	$\leq w_1$

Nel caso in esame, i limiti di apertura delle fessure risultano:

- Comb. frequente: $w_2 = 0.30\text{mm}$
- Comb. quasi permanente: $w_1 = 0.20\text{mm}$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta, così come riportata nell'ultimo capoverso del punto 4.1.2.2.4.5 delle NTC, viene condotta verificando che la tensione σ_s nell'acciaio di armatura prossimo al lembo teso della sezione rientri nei limiti definiti dalle Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare.

In particolare, assumendo una spaziatura massima delle barre di 200 mm, i limiti tensionali da rispettare sono:

- Comb. frequente: $\sigma_{s,max} = 240 \text{ N/mm}^2$
- Comb. quasi permanente: $\sigma_{s,max} = 160 \text{ N/mm}^2$

A seguire si riportano le verifiche condotte per le sezioni precedentemente individuate.

Sezione di verifica

S1 S2 S3 S4

Verifica di fessurazione soletta - SLE frequente/quasi perm.

Comb. SLE frequente - Fase 2+3

Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm ²	77,65	-30,79	-24,89	0,00
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm ²	72,62	-26,86	-21,88	0,00
Limite di apertura fessure	w_2	mm	0,30	0,30	0,30	0,30
Spaziatura delle barre	s	mm	200	200	200	200
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.III Circ. 2009)	σ_s	N/mm ²	240	240	240	240
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,32	0,00	0,00	0,00

Comb. SLE quasi perm - Fase 2+3

Tensione normale armatura superiore	$\sigma_{a,s}$	N/mm ²	46,20	-13,60	-10,94	0,00
Tensione normale armatura inferiore	$\sigma_{a,i}$	N/mm ²	44,27	-12,66	-10,39	0,00
Limite di apertura fessure	w_1	mm	0,20	0,20	0,20	0,20
Spaziatura delle barre	s	mm	200	200	200	200
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.III Circ. 2009)	σ_s	N/mm ²	160	160	160	160
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,29	0,00	0,00	0,00

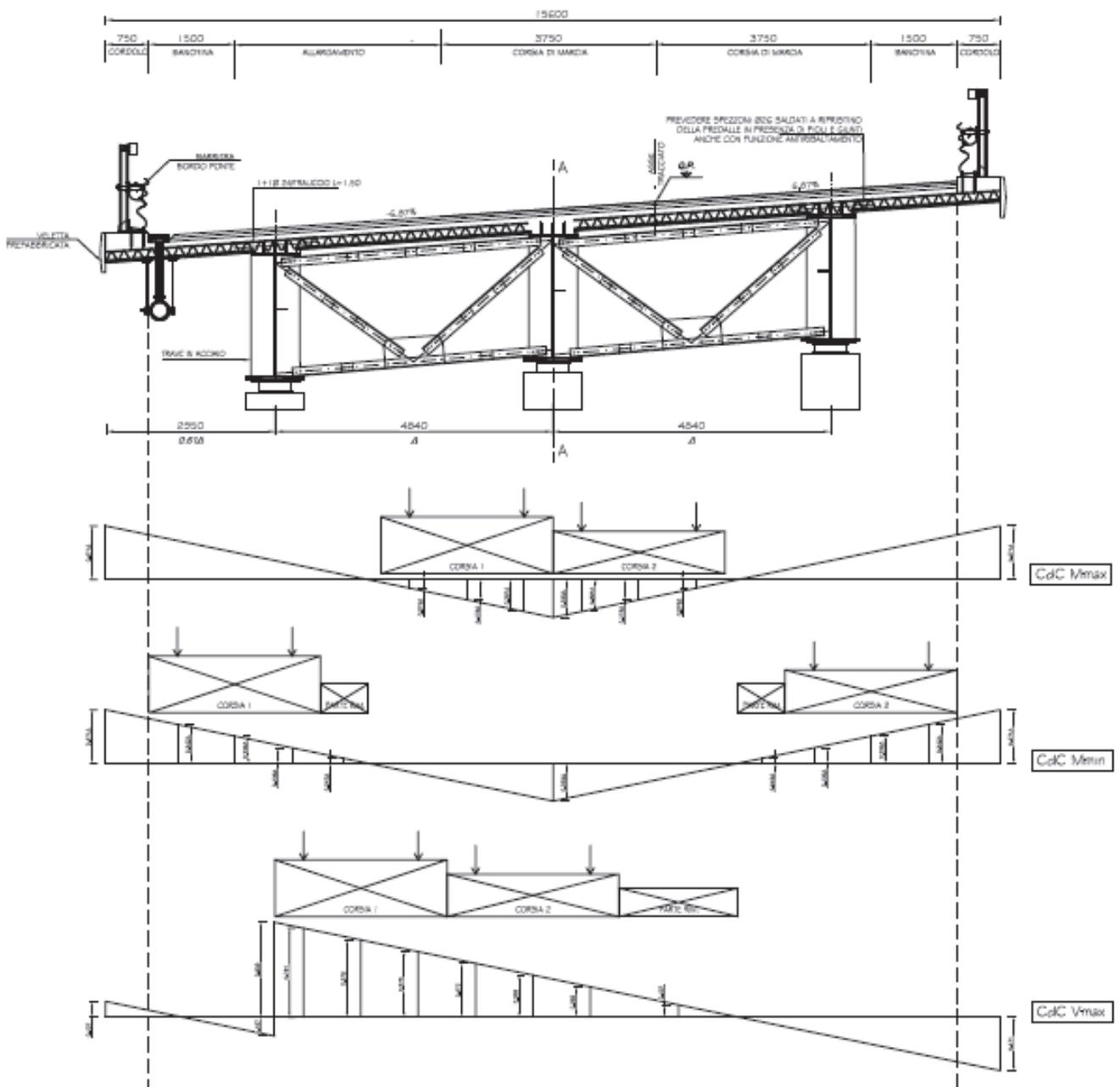
8 VERIFICA TRAVERSI RETICOLARI

8.1 DIAFRAMMI INTERMEDI

La funzione dei diaframmi è in questo caso l'effettiva ripartizione trasversale del carico applicato sulle varie travi.

Le caratteristiche di sollecitazione (momento flettente e taglio) agenti sul traverso sono ricavate per calcolo analitico con la teoria di Courbon.

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi mobili che massimizza rispettivamente il momento positivo, quello negativo, ed il taglio per il traverso più cementato, ovvero quello in corrispondenza della massima larghezza di impalcato (15.60m).



Sollecitazioni diaframma intermedio

Interasse travi principali	i_t	mm	4850
Interasse diaframmi	i_d	mm	5000
CdC Peso soletta			
L.d.i. momento - semimpalcato sx	$Ld_{iM,SX}$		-0,069
L.d.i. momento - semimpalcato dx	$Ld_{iM,DX}$		-0,069
Momento flettente	M_{sol}	kNm	-195,8
L.d.i. taglio - semimpalcato sx	$Ld_{iV,SX}$		0,069
L.d.i. taglio - semimpalcato dx	$Ld_{iV,DX}$		0,265
Taglio	V_{sol}	kN	97,7
CdC Permanenti portati			
L.d.i. momento - asse cordolo sx	$Ld_{iM,cor,SX}$		-0,432
L.d.i. momento - asse cordolo dx	$Ld_{iM,cor,DX}$		-0,432
L.d.i. momento - pavim. semimpalcato sx	$Ld_{iM,pav,SX}$		-0,03
L.d.i. momento - pavim. semimpalcato dx	$Ld_{iM,pav,DX}$		-0,03
L.d.i. momento - veletta sx	$Ld_{iM,vel,SX}$		-0,471
L.d.i. momento - veletta dx	$Ld_{iM,vel,DX}$		-0,471
Momento flettente	M_{perm}	kNm	-152,1
L.d.i. taglio - asse cordolo sx	$Ld_{iV,cor,SX}$		0,432
L.d.i. taglio - asse cordolo dx	$Ld_{iV,cor,DX}$		-0,099
L.d.i. taglio - pavim. semimpalcato sx	$Ld_{iV,pav,SX}$		0,03
L.d.i. taglio - pavim. semimpalcato dx	$Ld_{iV,pav,DX}$		0,303
L.d.i. taglio - veletta sx	$Ld_{iV,vel,SX}$		0,471
L.d.i. taglio - veletta dx	$Ld_{iV,vel,DX}$		-0,138
Taglio	V_{perm}	kN	40,8
CdC Carichi mobili - Mmax			
L.d.i. momento - Corsia 1	$Ld_{iM,1}$		0,178
L.d.i. momento - Corsia 2	$Ld_{iM,2}$		0,178
Momento flettente positivo	M_{max}	kNm	1012,2
Momento flettente positivo - fatica	$M_{max,fat}$	kNm	649,0
CdC Carichi mobili - Mmin			
L.d.i. momento - Corsia 1	$Ld_{iM,1}$		-0,293
L.d.i. momento - Corsia 2	$Ld_{iM,2}$		-0,293
L.d.i. momento - Parte rimanente sx	$Ld_{iM,r,DX}$		-0,042
L.d.i. momento - Parte rimanente dx	$Ld_{iM,r,SX}$		-0,042
Larghezza parte rimanente sx	$w_{r,SX}$	m	0,82

Larghezza parte rimanente dx	$w_{r,Dx}$	m	0,82
Momento flettente negativo	M_{min}	kNm	-1670,4
Momento flettente negativo - fatica	$M_{min,fat}$	kNm	-1069,5
CdC Carichi mobili - Vmax			
L.d.i. taglio - Corsia 1	$L_{div,1}$		0,678
L.d.i. taglio - Corsia 2	$L_{div,2}$		0,369
L.d.i. taglio - Parte rimanente	$L_{div,r}$		0,107
Larghezza parte rimanente	w_r	m	2,08
Taglio	V_{max}	kN	662,5
Taglio - fatica	$V_{max,fat}$	kN	420,5
CdC Vento a ponte carico			
Taglio	V_w	kN	62,7
Momento flettente	M_w	kNm	304,0
Comb. SLU			
Momento flettente positivo	$M_{max,SLU}$	kNm	1444,3
Momento flettente negativo	$M_{min,SLU}$	kNm	-3021,0
Taglio	$V_{max,SLU}$	kN	1143,9

8.1.1 Verifiche di resistenza e stabilità (SLU)

Geometria diaframma intermedio

Interasse travi principali	i_t	mm	4850
Interasse briglie (altezza trasverso)	d	mm	1940
Lunghezza diagonale	l_d	mm	3106
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	N/mm ²	355
Tensione di rottura acciaio	f_{tk}	N/mm ²	510
Briglia superiore			
Tipo profilo			2L 150x150x16
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	150
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	150
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	16
Area singolo profilo	A	mm ²	4544
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	9088
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,s,net}$	mm ²	8128
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	9,497E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	9,497E+06

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{min}	mm	45,6
Eccentricità del baricentro del profilo	e_y	mm	42,9
Spessore piastre di imbottitura	s	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1824
Interasse delle imbottiture	L_0	mm	1212,5
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	105,8
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	1,899E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	45,72
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	4,443E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	69,92
Briglia inferiore			
Tipo profilo			2L 150x150x16
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	150
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	150
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	16
Area singolo profilo	A	mm ²	4544
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	9088
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,i,net}$	mm ²	8128
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	9,497E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	9,497E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{min}	mm	45,6
Eccentricità del baricentro del profilo	e_y	mm	42,9
Spessore piastre di imbottitura	s	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1824
Interasse delle imbottiture	L_0	mm	970
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	105,8
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	1,899E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	45,72
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	4,443E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	69,92
Diagonali			
Tipo profilo			2L 150x150x16
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	150
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	150

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	16
Area singolo profilo	A	mm ²	4544
Area asta composta	A_d	mm ²	9088
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{d,net}$	mm ²	8128
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	9,497E+06
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	9,497E+06
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{min}	mm	45,6
Eccentricità del baricentro del profilo	e_y	mm	42,9
Spessore piastre di imbottitura	s	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	1824
Interasse delle imbottiture	L_0	mm	1035
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	105,8
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	1,899E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	45,72
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	4,443E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	69,92

Verifica di resistenza diaframma intermedio - SLU

Coefficiente di sicurezza a compressione	γ_{M0}		1,05
Coefficiente di sicurezza a trazione	γ_{M2}		1,25
Briglia superiore			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-744,5
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-3072,6
Fattore di sicurezza a compressione	FS < 1		0,24
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	1557,2
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2984,6
Fattore di sicurezza a trazione	FS < 1		0,52
Briglia inferiore			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-1557,2
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-3072,6
Fattore di sicurezza a compressione	FS < 1		0,51
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	744,5
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2984,6
Fattore di sicurezza a trazione	FS < 1		0,25
Diagonali			

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-1831,1
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-3072,6
Fattore di sicurezza a compressione	FS < 1		0,60
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	1831,1
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	2984,6
Fattore di sicurezza a trazione	FS < 1		0,61

Verifica di stabilità diaframma intermedio - SLU

Coefficiente di sicurezza per instabilità	γ_{M1}		1,10
Briglia superiore			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	4850
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	4850
Snellezza rispetto all'asse x-x	λ_x		106,1
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		69,4
	λ_1		26,6
Snellezza equivalente	λ_{eq}		74,3
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		106,1
	λ_p		76,4
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		1,389
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,908
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,973
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		1,389
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		1,667
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,386
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		2,589
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		124,7
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	9088,0
Azione assiale di compressione	N_{Sd}	kN	-744,5
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1133,1
Fattore di sicurezza per instabilità	FS < 1		0,66
Briglia inferiore			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	2425
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	4850
Snellezza rispetto all'asse x-x	λ_x		53,0
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		69,4

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

	λ_1		21,3
Snellezza equivalente	λ_{eq}		72,6
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		72,6
	λ_p		1220,9
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		0,695
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,908
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,950
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		0,950
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		1,079
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,629
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,590
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		203,0
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	9088,0
Azione assiale di compressione	N_{Sd}	kN	-1557,2
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1844,7
Fattore di sicurezza per instabilità	FS < 1		0,84
Diagonali			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	3106
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	3106
Snellezza rispetto all'asse x-x	λ_x		67,9
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		44,4
	λ_1		22,7
Snellezza equivalente	λ_{eq}		49,9
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		67,9
	λ_p		1476,3
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		0,889
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,582
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,653
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		0,889
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		1,013
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,668
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,497
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		215,6
Area asta composta	A_d	mm ²	9088,0
Azione assiale di compressione	N_{Sd}	kN	-1831,1

Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1959,0
Fattore di sicurezza per instabilità	FS < 1		0,93

8.1.2 Verifiche a fatica per via illimitata (FAT)

Verifica a fatica per vita illimitata diaframma intermedio

Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi

Limite a fatica ad ampiezza cost. per $N=2 \times 10^6$ cicli	$\Delta\sigma_c$	N/mm ²	140
Limite a fatica ad ampiezza cost. per $N=5 \times 10^6$ cicli	$\Delta\sigma_d$	N/mm ²	103,18
Coeff. parziale di sicurezza per fatica	γ_M		1,35
Resistenza a fatica del dettaglio	$\Delta\sigma_d/\gamma_M$	N/mm ²	76,43
Escursione tensione briglia superiore	$\Delta\sigma_{max,b,s}$	N/mm ²	60,66
Escursione tensione briglia inferiore	$\Delta\sigma_{max,b,i}$	N/mm ²	60,66
Escursione tensione diagonale	$\Delta\sigma_{max,d}$	N/mm ³	74,07
Fattore di sicurezza	FS < 1		0,97

8.2 DIAFRAMMI DI APPOGGIO

Costituiscono il vincolo principale per la travata, attraverso il quale ricondurre sulla testa pila tutti i carichi orizzontali che si possano generare, in senso trasversale, sulla struttura.

Il diaframma di appoggio costituisce un "incastro torsionale" attraverso il quale il momento torcente derivante dai carichi esterni si trasforma in coppia verticale sugli appoggi posizionati in testa alla pila/spalla.

Il momento torcente da considerare, T, è il momento torcente complessivo sulla pila, come reazione ai momenti torcenti applicati sulle campate adiacenti alla pila stessa.

Sollecitazioni diaframma di appoggio

Interasse travi principali	i_t	mm	4850
Luce campata a sinistra del diaframma	L_{sx}	m	45
Luce campata a destra del diaframma	L_{dx}	m	45
Momento torcente all'appoggio per vento	T_w	kNm	3423,4
Eccentricità verticale forza centrifuga	e_{centr}	m	2,66
Momento torcente all'appoggio per centrifuga	T_{centr}	kN	255,4
Momento torcente all'appoggio allo SLU	T_{SLU}	kNm	5135,2

8.2.1 Verifiche di resistenza e stabilità (SLU)

Geometria diaframma di appoggio

Interasse travi principali	i_t	mm	4850
Interasse briglie (altezza trasverso)	d	mm	1940
Lunghezza diagonale	l_d	mm	3106

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	N/mm ²	355
Tensione di rottura acciaio	f_{tk}	N/mm ²	510
Briglia superiore			
Tipo profilo			2L 180x180x16
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	180
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	180
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	16
Area singolo profilo	A	mm ²	5504
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	11008
Diametro foro bullone	d_o	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,s,net}$	mm ²	10048
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	1,682E+07
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	1,682E+07
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{min}	mm	55,1
Eccentricità del baricentro del profilo	e_y	mm	50,2
Spessore piastre di imbottitura	s	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	2204
Interasse delle imbottiture	L_0	mm	1212,5
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	120,4
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	3,364E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	55,28
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,353E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	81,73
Briglia inferiore			
Tipo profilo			2L 180x180x16
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	180
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	180
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	16
Area singolo profilo	A	mm ²	5504
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	11008
Diametro foro bullone	d_o	mm	30
Area netta asta composta	$A_{b,i,net}$	mm ²	10048
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	1,682E+07
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	1,682E+07
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{min}	mm	55,1

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Eccentricità del baricentro del profilo	e_y	mm	50,2
Spessore piastre di imbottitura	s	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	2204
Interasse delle imbottiture	L_0	mm	970
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	120,4
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	3,364E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	55,28
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,353E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	81,73
Diagonali			
Tipo profilo			2L 180x180x16
Numero profili			2
Altezza angolare	$h_{b,s}$	mm	180
Base angolare	$b_{b,s}$	mm	180
Spessore angolare	$t_{b,s}$	mm	16
Area singolo profilo	A	mm ²	5504
Area asta composta	A_d	mm ²	11008
Diametro foro bullone	d_0	mm	30
Area netta asta composta	$A_{d,net}$	mm ²	10048
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	1,682E+07
Inerzia del singolo profilo rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	1,682E+07
Raggio minimo d'inerzia del singolo profilo	ρ_{min}	mm	55,1
Eccentricità del baricentro del profilo	e_y	mm	50,2
Spessore piastre di imbottitura	s	mm	20
Interasse massimo delle imbottiture	$L_{0,min}$	mm	2204
Interasse delle imbottiture	L_0	mm	1035
Distanza tra i baricentri dei profili	$2e_y+s$	mm	120,4
Inerzia sezione composta rispetto all'asse x-x	J_x	mm ⁴	3,364E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse x-x	ρ_x	mm	55,28
Inerzia sezione composta rispetto all'asse y-y	J_y	mm ⁴	7,353E+07
Raggio d'inerzia sezione composta risp. all'asse y-y	ρ_y	mm	81,73

Verifica di resistenza diaframma di appoggio - SLU

Coefficiente di sicurezza a compressione	γ_{M0}	1,05
Coefficiente di sicurezza a trazione	γ_{M2}	1,25

Briglia superiore

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-1323,5
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-3721,8
Fattore di sicurezza a compressione	FS < 1		0,36
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	1323,5
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	3689,6
Fattore di sicurezza a trazione	FS < 1		0,36
Briglia inferiore			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-1323,5
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-3721,8
Fattore di sicurezza a compressione	FS < 1		0,36
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	1323,5
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	3689,6
Fattore di sicurezza a trazione	FS < 1		0,36
Diagonali			
Azione assiale di compressione	$N_{c,Sd}$	kN	-847,5
Resistenza a compressione	$N_{c,Rd}$	kN	-3721,8
Fattore di sicurezza a compressione	FS < 1		0,23
Azione assiale di trazione	$N_{t,Sd}$	kN	847,5
Resistenza a trazione	$N_{t,Rd}$	kN	3689,6
Fattore di sicurezza a trazione	FS < 1		0,23

Verifica di stabilità diaframma di appoggio - SLU

Coefficiente di sicurezza per instabilità	γ_{M1}		1,10
Briglia superiore			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	4850
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	4850
Snellezza rispetto all'asse x-x	λ_x		87,7
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		59,3
	λ_1		22,0
Snellezza equivalente	λ_{eq}		63,3
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		87,7
	λ_p		76,4
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		1,149
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,777
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,829
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		1,149

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		1,321
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,507
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,974
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		163,5
Area asta composta	$A_{b,s}$	mm ²	11008,0
Azione assiale di compressione	N_{Sd}	kN	-1323,5
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-1800,0
Fattore di sicurezza per instabilità	FS < 1		0,74
Briglia inferiore			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	2425
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	4850
Snellezza rispetto all'asse x-x	λ_x		43,9
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		59,3
	λ_1		17,6
Snellezza equivalente	λ_{eq}		61,9
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		61,9
	λ_p		1342,5
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		0,574
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,777
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,810
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		0,810
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		0,932
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,718
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,393
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		231,7
Area asta composta	$A_{b,i}$	mm ²	11008,0
Azione assiale di compressione	N_{Sd}	kN	-1323,5
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-2550,6
Fattore di sicurezza per instabilità	FS < 1		0,52
Diagonali			
Lunghezza libera di inflessione in direz. verticale	$l_{0,x}$	mm	3106
Lunghezza libera di inflessione in direz. orizzontale	$l_{0,y}$	mm	3106
Snellezza rispetto all'asse x-x	λ_x		56,2
Snellezza rispetto all'asse y-y	λ_y		38,0
	λ_1		18,8

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Snellezza equivalente	λ_{eq}		42,4
Snellezza per calcolo coeff. amplificativo ω	λ_{max}		56,2
	λ_p		1598,3
Snellezza adimensionale rispetto all'asse x-x	λ'_x		0,736
Snellezza adimensionale rispetto all'asse y-y	λ'_y		0,498
Snellezza equivalente adimensionale	λ'_{eq}		0,555
Snellezza adim. per calcolo coeff. riduttivo χ	λ'_{max}		0,736
Fattore di imperfezione Tab. 4.2.VI DM 2008	α		0,34
	ϕ		0,862
Coefficiente di riduzione per instabilità	χ		0,763
Coefficiente amplificativo per instabilità	$\omega=1/\chi$		1,310
Tensione critica per instabilità	σ_{crit}		246,3
Area asta composta	A_d	mm ²	11008,0
Azione assiale di compressione	N_{Sd}	kN	-847,5
Resistenza all'instabilità	$N_{b,Rd}$	kN	-2711,5
Fattore di sicurezza per instabilità	FS < 1		0,31

9 VERIFICA SOLETTA (EFFETTI LOCALI)

Di seguito sono riportate le analisi e le relative verifiche di resistenza utilizzate per la progettazione della armatura trasversale della soletta in c.a.

La soletta risulta gettata in opera su coppelle prefabbricate in c.a. rese collaboranti con essa, aventi spessore pari a 7cm. L'altezza complessiva della soletta è di 30cm.

Le verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- **Fase I (provvisoria):** il getto integrativo è ancora in fase fluida e si considera il meccanismo resistente costituito dai soli tralicci trascurando tutti i ferri integrativi e lo spessore della coppella a sostegno del getto in opera. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre e dal getto;
- **Fase II (definitiva):** si considerano resistenti la soletta collaborante con la coppella in tutto il suo spessore, le armature integrative presenti nelle predalle e quelle inserite in opera. I carichi agenti sono i permanenti portati, le azioni variabili da traffico ed i carichi accidentali (vento, urto).

9.1 VERIFICA PREDALLE (FASE I)

Per la realizzazione della soletta si utilizzano le predalle (lastre tralicciate) come casseforme allo scopo di sostenere il peso della soletta fluida.

Si prescrive il getto della soletta dapprima nelle due campate centrali e a ridosso delle travi principali, e successivamente sugli sbalzi, al fine di scongiurare pericoli di ribaltamento delle lastre.

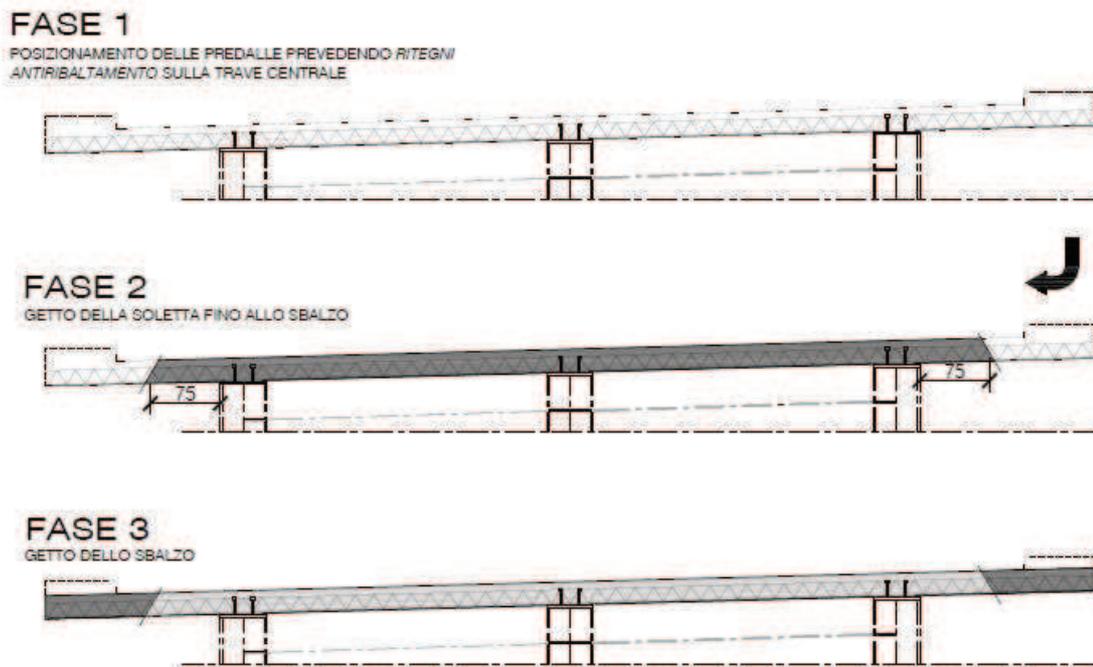


Figura 22: Fasi di getto della soletta

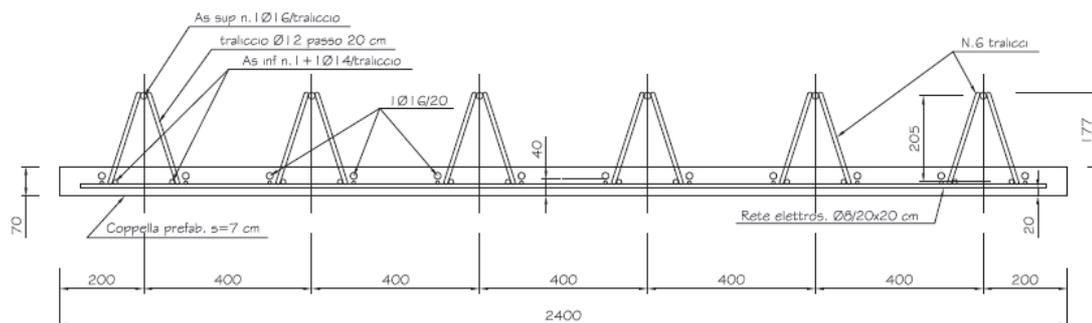


Figura 23: Coppella prefabbricata

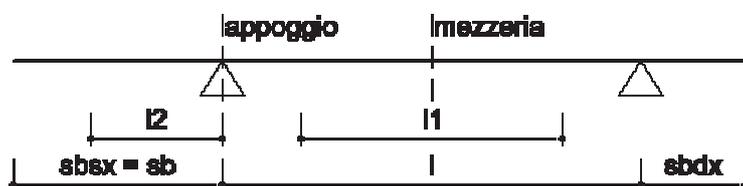
Le coppele sono costituite da elementi prefabbricati di larghezza pari 2.40m, contenenti sei tralci di armatura (disposti con passo 40cm) così definiti:

- 2 Φ 14 inferiori + 1 Φ 16 superiore;
- ferri diagonali Φ 12/20 resistenti a taglio.

Sono poste in opera con uno schema trasversale isostatico di trave appoggiata con sbalzo.

Si riportano a seguire le sollecitazioni e le verifiche della "lastra tralicciata".

Geometria soletta e analisi dei carichi



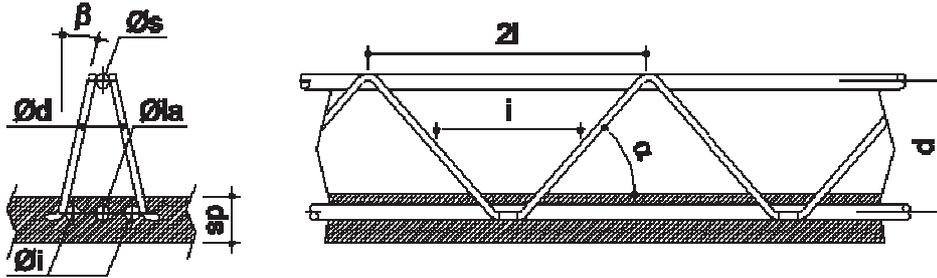
$l =$	interasse travi	m	4,85
$sb_{SX} =$	luce sbalzo sinistro	m	2,95
$sb_{DX} =$	luce sbalzo destro	m	0
$sb =$	sbalzo massimo	m	2,95
$s_p =$	spessore predalla	mm	70
$p_p =$	peso predalla	kN/m ²	1,75
$s_s =$	spessore getto di completamento	mm	230
$p_s =$	peso getto di completamento	kN/m ²	5,75
$p_q =$	peso mezzi in opera	kN/m ²	0,00
$p_v =$	peso velette prefabbricate fermagetto	kN/m	1,00

Proprietà geometriche predalla

In fase di getto si considera resistente il solo traliccio su uno schema di travatura reticolare

$b_p =$	larghezza predalla	m	2,4
$n_t =$	numero tralicci per lastra		6

armatura singolo traliccio



$\varnothing_s =$	diametro ferri superiori	mm	16
$n_s =$	numero ferri superiori		1
$\varnothing_i =$	diametro ferri inferiori	mm	14
$n_i =$	numero ferri inferiori		2
$\varnothing_{ia} =$	diametro ferri inferiori aggiuntivi	mm	0
$n_{ia} =$	numero ferri inferiori aggiuntivi		0
$\varnothing_d =$	diametro ferri diagonali	mm	12
$n_d =$	numero ferri diagonali		2
$A_s =$	area armatura superiore a metro	mm ² /m	503
$A_i =$	area armatura inferiore a metro	mm ² /m	770
$A_d =$	area armatura diagonale a metro	mm ² /m	565
$d =$	braccio ferri	mm	205
$i =$	interasse ferri diagonali	mm	100
$\alpha =$	inclinazione longitudinale ferri diagonali	deg	64,00
$\beta =$	inclinazione trasversale ferri diagonali	deg	16,31

Fasi di getto

1 getto cls tra le travi

$l_1 =$	lunghezza getto fase 1	m	4,85
---------	------------------------	---	------

valutazione momento in mezzeria - fase 1

$M_p =$	contributo peso predalle	kNm/m	1,338	γ_F	1,35
$M_s =$	contributo peso getto	kNm/m	16,907		1,35
$M_q =$	contributo peso mezzi in opera	kNm/m	0,000		1,50
$M_1 =$	momento in mezzeria di fase 1	kNm/m	24,63		

valutazione taglio appoggio - fase 1

$T_p =$	contributo peso predalle	kN/m	5,814	1,35
$T_s =$	contributo peso getto	kN/m	13,944	1,35
$T_q =$	contributo peso mezzi in opera	kN/m	0,000	1,50
$T_1 =$	taglio in appoggio di fase 1	kN/m	26,67	

verifica di stabilità dei correnti superiori

metodo di calcolo (TA = tensioni ammissibili; SL = stati limite)

				SL
$N =$	M/d = sforzo di compressione delle barre superiori	kN/m	-120,2	
$L =$	distanza vincoli	mm	200	
$\beta =$	coefficiente di vincolo		1	
$L_0 =$	lunghezza libera di inflessione	mm	200	
$\rho =$	raggio giratore di inerzia	mm	4	
$\lambda =$	snellezza		50	
	categoria di sezione	curva	c	
$\omega =$	coefficiente omega		1,425	
$\sigma =$	$\omega N/A_s =$ tensione barra (metodo ω)	MPa	341	
$\sigma_{lim} =$	tensione limite per instabilità	MPa	390	
$FS =$	fattore di sicurezza		0,873	

verificato

verifica di resistenza dei correnti inferiori

la verifica è meno restrittiva della precedente essendo $A_i > A_s$

2 getto cls sbalzi

$l_2 =$	lunghezza getto sbalzo fase 2	m	2,45	
---------	-------------------------------	---	------	--

valutazione momento appoggio - fase 2

				γ
$M_p =$	contributo peso predalle	kNm/m	-7,615	1,35
$M_s =$	contributo peso getto	kNm/m	-17,257	1,35
$M_q =$	contributo peso mezzi in opera	kNm/m	0,000	1,50
$M_v =$	contributo peso veletta	kNm/m	-2,950	1,50
$M_1 =$	momento in appoggio di fase 2	kNm/m	-38,00	

valutazione taglio appoggio - fase 2

$T_p =$	contributo peso predalle	kN/m	5,163	1,35
$T_s =$	contributo peso getto	kN/m	14,088	1,35
$T_q =$	contributo peso mezzi in opera	kN/m	0,000	1,50
$T_v =$	contributo peso veletta	kN/m	1,000	1,50
$T_1 =$	taglio in appoggio di fase 2	kN/m	27,49	

verifica di stabilità dei correnti inferiori

$N =$	M/d = sforzo di compressione delle barre inferiori	kN/m	-185,4	
$L =$	distanza vincoli	mm	200	
$\beta =$	coefficiente di vincolo		1	

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

$L_0 =$	lunghezza libera di inflessione	mm	200
$\rho =$	raggio giratore di inerzia	mm	3,5
$\lambda =$	snellezza		57
	categoria di sezione	curva	c
$\omega =$	coefficiente omega		1,573
$\sigma =$	$\omega N/A_i =$ tensione barra (metodo ω)	MPa	379
$\sigma_{lim} =$	tensione limite per instabilità	MPa	390
FS =	fattore di sicurezza		0,971
			verificato
verifica di resistenza dei correnti superiori			
N =	M/d = sforzo di trazione delle barre superiori	kN/m	185
$\sigma =$	$N/A_s =$ tensione barra	MPa	369
$\sigma_{lim} =$	tensione limite di calcolo	MPa	390
FS =	fattore di sicurezza		0,946
			verificato
verifica di stabilità dei diagonalì			
N =	$T_{max}/(\sin\alpha \cdot \cos\beta) =$ sforzo di compressione delle barre diagonalì	kN/m	31,87
L =	distanza vincoli	mm	236
$\beta =$	coefficiente di vincolo		1
$L_0 =$	lunghezza libera di inflessione	mm	236
$\rho =$	raggio giratore di inerzia	mm	3
$\lambda =$	snellezza		79
	categoria di sezione	curva	c
$\omega =$	coefficiente omega		2,202
$\sigma =$	$\omega N/A_s =$ tensione barra (metodo ω)	MPa	124
$\sigma_{lim} =$	tensione limite di calcolo	MPa	390
FS =	fattore di sicurezza		0,318
			verificato

9.2 VERIFICA SOLETTA (FASE II)

In questa fase, detta "definitiva", risultano efficaci sia le armature delle *prédalles* che quelle inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti è stato effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta, assumendo una striscia di larghezza unitaria.

A favore di sicurezza, in tutte le verifiche effettuate si trascura la presenza dei ferri dei tralicci delle *prédalles* in quanto essi, già dalla fase provvisoria, ereditano delle tensioni elevate: all'applicazione dei rimanenti carichi permanenti e dei carichi mobili raggiungono tensioni prossime allo snervamento.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato avvalendosi dei seguenti schema statici:

- schema a mensola per la valutazione delle sollecitazioni negli sbalzi;
- schema statico di trave continua su 3 appoggi (travi principali) e due sbalzi per lo studio dei massimi tagli e dei massimi momenti flettenti negativi negli appoggi e positivi nelle campate.

I carichi concentrati da traffico da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1 e 2 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

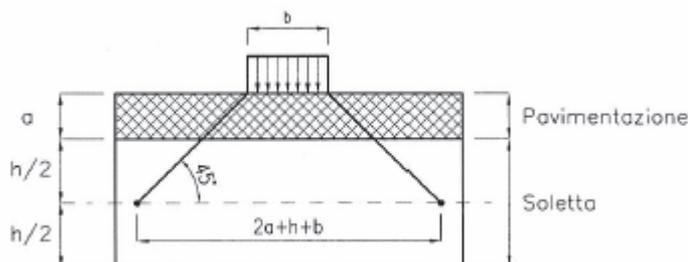


Figura 24: Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Ai sensi del par. 5.1.3.10 del D.M. 17-01-2018, nel progetto dell'impalcato deve essere inoltre considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Per il calcolo delle sollecitazioni sulla zona di estremità dell'impalcato, presso le spalle, si assume un coefficiente amplificativo $q_2 = 1.3$ per tenere conto dell'effetto 'martellamento', ovvero degli effetti dinamici provocati dall'urto delle ruote sul giunto di dilatazione.

La verifica della soletta viene quindi condotta di seguito sia per la zona corrente, interna all'impalcato, sia per la zona di estremità, in prossimità dei giunti di dilatazione.

9.2.1 Sbalzo – zona corrente

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1 e 2) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli la sezione in esame.

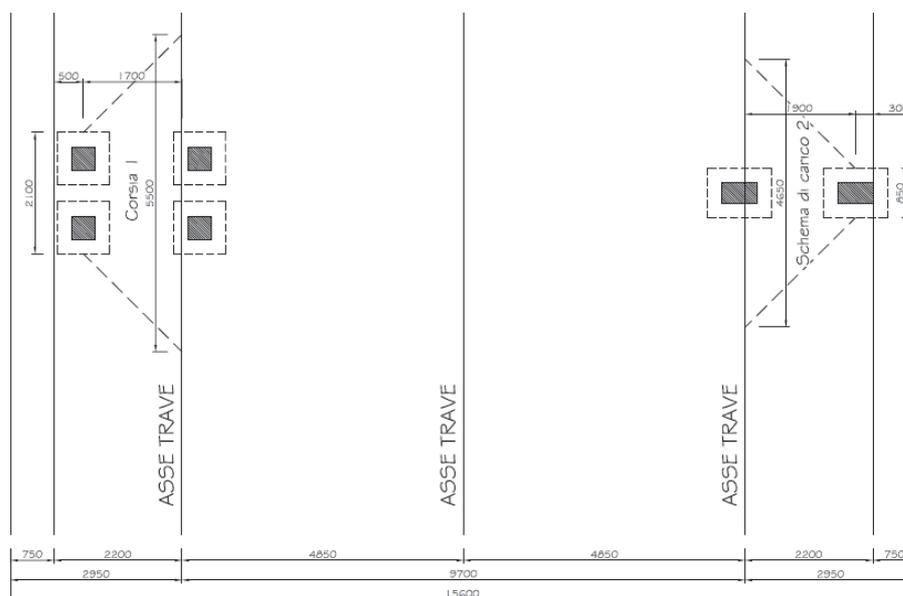


Figura 25: Disposizione carichi da traffico per verifica sbalzo – zona corrente

Soletta in c.a. - Verifica sbalzo

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	$M_{q1,t}$	-92,7	kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	$M_{q1,d}$	-21,8	kNm/m
Momento per carichi da traffico	$M_{q1,tot}$	-114,5	kNm/m
Momento per peso proprio soletta	M_{g1}	-32,6	kNm/m
Momento per carichi permanenti	M_{g2}	-21,9	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	M_{SLU}	-198,6	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{SLE,rara}$	-169,0	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{SLE,freq.}$	-132,7	kNm/m

Verifica di resistenza - SLU

Spessore complessivo soletta	h	30	cm
Copriferro armature tese	c	3	cm
Diametro armature tese correnti	Φ_1	20	mm
Passo armature tese correnti	s_1	20	cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_2	24	mm

Passo armature tese di infittimento	s_2	40	cm
Altezza utile	d	25,8	cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	21,93	cm ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A_s	27,00	cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	-244,5	kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,812	

Verifica tensionale - SLE rara

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	269,5	N/mm ²
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360	N/mm ²
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,749	

Verifica di fessurazione - SLE freq.

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq}$	211,7	N/mm ²
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)	$\sigma_{s,lim}$	240	N/mm ²
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,882	

Soletta in c.a. - Verifica sbalzo per urto

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

Momento per Schema di carico 2 (per striscia unitaria)	M_{q1}	-81,7	kNm/m
Distanza tra baricentro sicurvità e asse trave	x	2,575	m
Larghezza di distribuzione della forza d'urto	b	0,5	m
Braccio della forza d'urto rispetto al piano medio soletta	h	1,25	m
Larghezza di soletta reagente all'urto	D_{urto}	3,075	m
Forza di collisione	F_{urto}	100	kN
Momento flettente per urto (per striscia unitaria)	M_{q8}	-40,7	kNm/m
Momento per peso proprio soletta	M_{g1}	-32,6	kNm/m
Momento per carichi permanenti	M_{g2}	-21,9	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	M_{SLU}	-176,9	kNm/m

Verifica di resistenza - SLU

Spessore complessivo soletta	h	30	cm
Copriferro armature tese	c	3	cm
Diametro armature tese correnti	Φ_1	20	mm
Passo armature tese correnti	s_1	20	cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_2	24	mm

Passo armature tese di infittimento	S_2	40 cm
Altezza utile	d	25,8 cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	19,49 cm ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A_s	27,00 cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	-245,0 kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,722

9.2.2 Sbalzo – zona di estremità

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1 e 2) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.



Figura 26: Disposizione carichi da traffico per verifica sbalzo – zona di estremità

Soletta in c.a. - Verifica sbalzo

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	$M_{q1,t}$	-197,6 kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	$M_{q1,d}$	-21,8 kNm/m
Momento per carichi da traffico	$M_{q1,tot}$	-219,4 kNm/m
Momento per peso proprio soletta	M_{g1}	-32,6 kNm/m
Momento per carichi permanenti	M_{g2}	-21,9 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	M_{SLU}	-340,2 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{SLE,rara}$	-273,9 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{SLE,freq.}$	-211,4 kNm/m

Verifica di resistenza - SLU

Spessore complessivo soletta	h	30 cm
------------------------------	-----	-------

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Copriferro armature tese	c	3 cm
Diametro armature tese correnti	Φ_1	20 mm
Passo armature tese correnti	S ₁	20 cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_2	24 mm
Passo armature tese di infittimento	S ₂	20 cm
Altezza utile	d	25,8 cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	A _{s,req}	37,57 cm ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A _s	38,31 cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M _{Rd}	-346,9 kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,981

Verifica tensionale - SLE rara

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	307,9 N/mm ²
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360 N/mm ²
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,855

Verifica di fessurazione - SLE freq.

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq}$	237,7 N/mm ²
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)	$\sigma_{s,lim}$	240 N/mm ²
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,990

Soletta in c.a. - Verifica sbalzo per urto

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

Momento per Schema di carico 2 (per striscia unitaria)	M _{q1}	-197,6 kNm/m
Distanza tra baricentro sicurvia e asse trave	x	2,575 m
Larghezza di distribuzione della forza d'urto	b	0,5 m
Braccio della forza d'urto rispetto al piano medio soletta	h	1,25 m
Larghezza di soletta reagente all'urto	D _{urto}	3,075 m
Forza di collisione	F _{urto}	100 kN
Momento flettente per urto (per striscia unitaria)	M _{q8}	-40,7 kNm/m
Momento per peso proprio soletta	M _{g1}	-32,6 kNm/m
Momento per carichi permanenti	M _{g2}	-21,9 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	M _{SLU}	-292,8 kNm/m

Verifica di resistenza - SLU

Spessore complessivo soletta	h	30 cm
------------------------------	---	-------

Copriferro armature tese	c	3 cm
Diametro armature tese correnti	Φ_1	20 mm
Passo armature tese correnti	s ₁	20 cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_2	24 mm
Passo armature tese di infittimento	s ₂	20 cm
Altezza utile	d	25,8 cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	A _{s,req}	30,58 cm ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A _s	38,31 cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M _{Rd}	-366,7 kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,798

9.2.3 Sezione in campata – zona corrente

Per ottenere le sollecitazioni massime indotte dai carichi mobili, è stato considerato lo Schema di Carico 1 previsto da normativa; con la teoria delle linee di influenza sono stati costruiti, per mezzo del programma di calcolo Sap2000, i diagrammi delle sollecitazioni massime e minime generate dal carico agente in tutte le possibili posizioni sulla sede stradale.

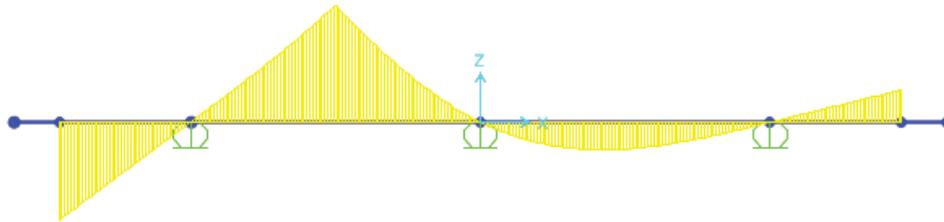


Figura 27: Linea di influenza del momento flettente – Sezione in campata

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

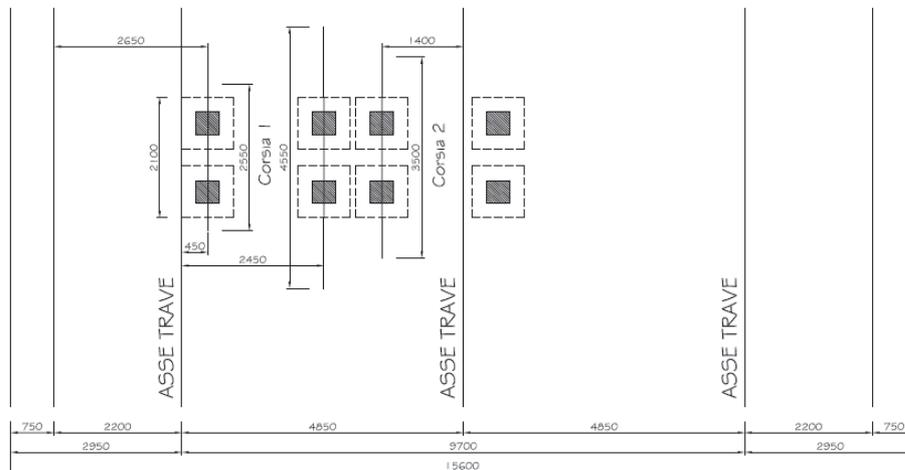


Figura 28: Disposizione corsie per verifica sezione in campata – zona corrente

Soletta in c.a. - Verifica in mezzeria

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. momento Corsia 1 - asse sx	$L_{dM,1,SX}$	0,066275	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 1 - asse dx	$L_{dM,1,DX}$	0,216196	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse sx	$L_{dM,2,SX}$	0,139389	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse dx	$L_{dM,2,DX}$	0	kNm/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	$d_{1,SX}$	2,65	m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	$d_{1,DX}$	4,65	m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	$d_{2,SX}$	5,65	m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,DX}$	7,65	m
Coefficiente dinamico	Φ_d	1,0	
Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	$M_{q1,t}$	112,6	kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	$M_{q1,d}$	15,8	kNm/m
Momento per carichi da traffico	$M_{q1,tot}$	128,4	kNm/m
Momento per peso proprio soletta	M_{g1}	2,85	kNm/m
Momento per carichi permanenti	M_{g2}	-1,63	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	M_{SLU}	177,2	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{SLE,rara}$	129,6	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{SLE,freq.}$	92,0	kNm/m

Verifica di resistenza - SLU

Spessore complessivo soletta	h	30	cm
Copriferro armature tese correnti (nella predalle)	c_1	4	cm
Diametro armature tese correnti	Φ_1	16	mm
Passo armature tese correnti	s_1	20	cm
Copriferro arm. tese di infittimento (sopra la predalle)	c_2	9	cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_2	20	mm
Passo armature tese di infittimento	s_2	20	cm
Altezza utile	d	22,03	cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	22,91	cm ²
Armatura tesa corrente disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,1}$	10,05	cm ²
Armatura tesa aggiuntiva disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,2}$	15,70	cm ²
Armatura tesa totale disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,tot}$	25,75	cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	199,1	kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,890	

Verifica tensionale - SLE rara

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	253,9	N/mm ²
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360	N/mm ²
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,705	

Verifica di fessurazione - SLE freq.

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq}$	180,2	N/mm ²
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)	$\sigma_{s,lim}$	240	N/mm ²
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,751	

9.2.4 Sezione in campata – zona di estremità

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

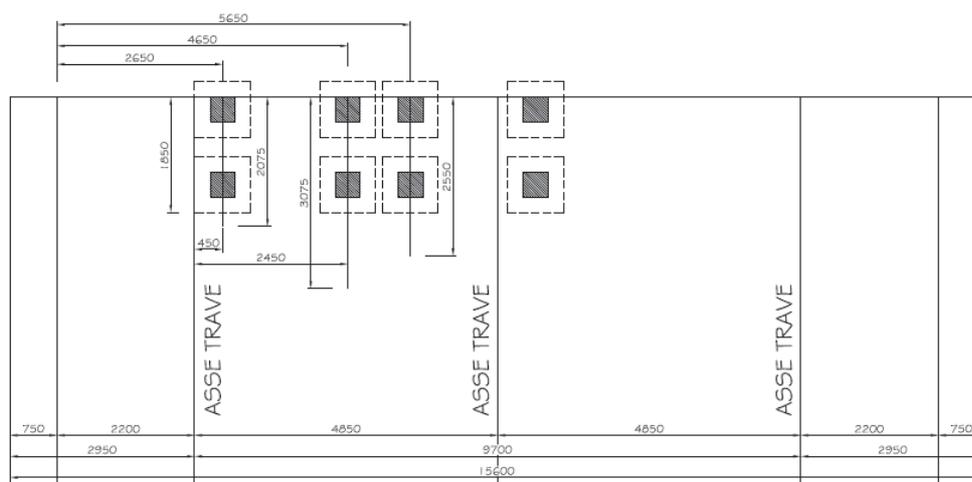


Figura 29: Disposizione corsie per verifica sezione in campata – zona di estremità

Soletta in c.a. - Verifica in mezzeria

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. momento Corsia 1 - asse sx	$L_{diM,1,SX}$	0,08145	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 1 - asse dx	$L_{diM,1,DX}$	0,319	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse sx	$L_{diM,2,SX}$	0,19134	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse dx	$L_{diM,2,DX}$	0	kNm/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	$d_{1,SX}$	2,65	m

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	$d_{1,DX}$	4,65 m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	$d_{2,SX}$	5,65 m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,DX}$	7,65 m
Coefficiente dinamico	Φ_d	1,3
Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	$M_{q1,t}$	205,9 kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	$M_{q1,d}$	20,5 kNm/m
Momento per carichi da traffico	$M_{q1,tot}$	226,4 kNm/m
Momento per peso proprio soletta	M_{g1}	2,85 kNm/m
Momento per carichi permanenti	M_{g2}	-1,63 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	M_{SLU}	309,5 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{SLE,rara}$	227,6 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{SLE,freq.}$	163,9 kNm/m

Verifica di resistenza - SLU

Spessore complessivo soletta	h	30 cm
Copriferro armature tese correnti (nella predalle)	c_1	4 cm
Diametro armature tese correnti	Φ_1	16 mm
Passo armature tese correnti	s_1	20 cm
Copriferro arm. tese di infittimento (sopra la predalle)	c_2	9 cm
Diametro armature tese di infittimento ($\phi_{20/20} + \phi_{24/20}$)	Φ_2	22 mm
Passo armature tese di infittimento	s_2	10 cm
Altezza utile	d	21,01 cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	41,98 cm ²
Armatura tesa corrente disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,1}$	10,05 cm ²
Armatura tesa aggiuntiva disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,2}$	37,99 cm ²
Armatura tesa totale disposta (per striscia unitaria)	$A_{s,tot}$	48,04 cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	354,3 kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,874

Verifica tensionale - SLE rara

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	250,6 N/mm ²
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360 N/mm ²
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,696

Verifica di fessurazione - SLE freq.

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq.}$	180,4 N/mm ²
---------------------------------------	--------------------	-------------------------

Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)

$\sigma_{s,lim}$ 240 N/mm²

Fattore di sicurezza

FS < 1 0,752

9.2.5 Sezione all'appoggio interno – zona corrente

Per ottenere le sollecitazioni massime indotte dai carichi mobili, è stato considerato lo Schema di Carico 1 previsto da normativa; con la teoria delle linee di influenza sono stati costruiti, per mezzo del programma di calcolo Sap2000, i diagrammi delle sollecitazioni massime e minime generate dal carico agente in tutte le possibili posizioni sulla sede stradale.

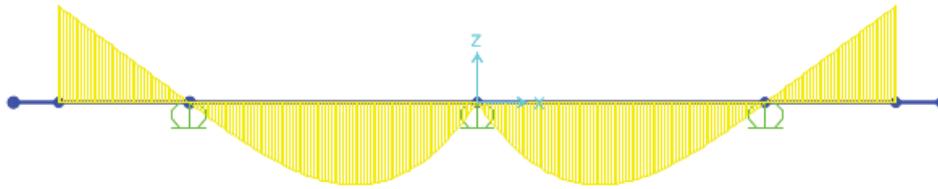


Figura 30: Linea di influenza del momento flettente – Sezione all'appoggio interno

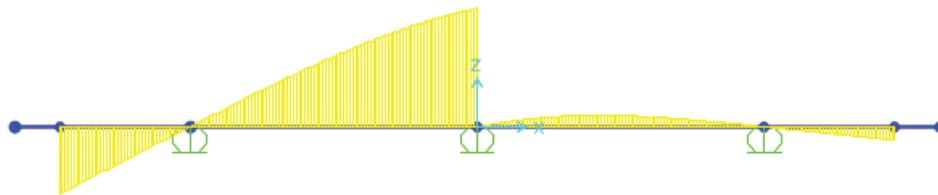


Figura 31: Linea di influenza del taglio – Sezione all'appoggio interno

Si riportano di seguito le disposizioni dei carichi da traffico (schema 1) che determinano le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

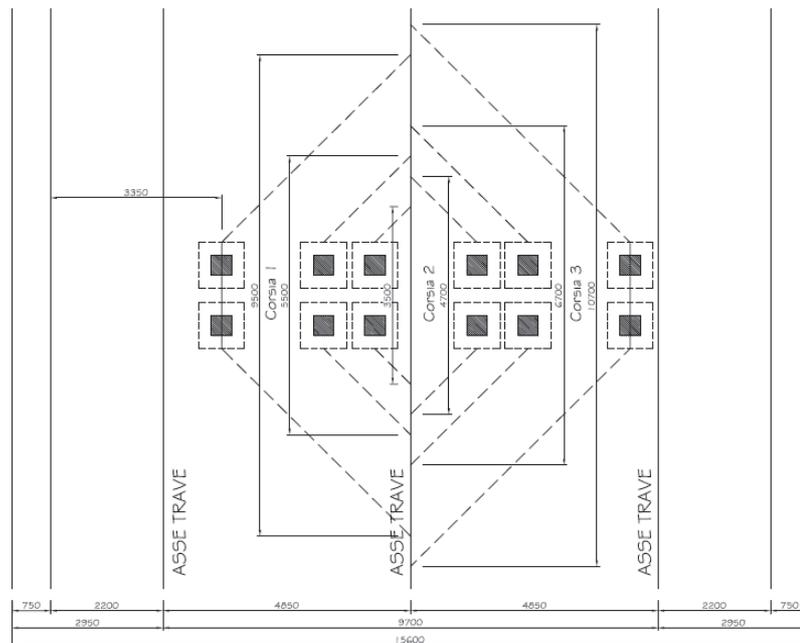


Figura 32: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a flessione – zona corrente

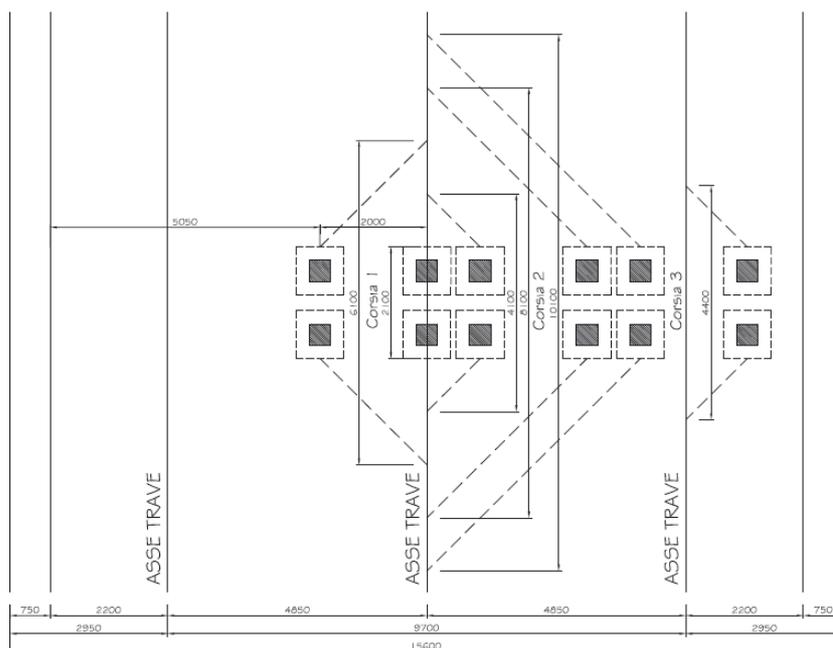


Figura 33: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a taglio – zona corrente

Soletta in c.a. - Verifica all'appoggio interno

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. momento Corsia 1 - asse sx	Ldi _{M,1,SX}	-0,02846	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 1 - asse dx	Ldi _{M,1,DX}	-0,08253	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse sx	Ldi _{M,2,SX}	-0,07921	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse dx	Ldi _{M,2,DX}	-0,08742	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 3 - asse sx	Ldi _{M,3,SX}	-0,06868	kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 3 - asse dx	Ldi _{M,3,DX}	-0,01268	kNm/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	d _{1,SX}	3,35	m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	d _{1,DX}	5,35	m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	d _{2,SX}	6,35	m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	d _{2,DX}	8,35	m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	d _{3,SX}	9,35	m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	d _{3,DX}	11,35	m
Coefficiente dinamico	Φ _d	1,0	
Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	M _{q1,t}	-74,8	kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	M _{q1,d}	-14,8	kNm/m
Momento per carichi da traffico	M _{q1,tot}	-89,6	kNm/m
Momento per peso proprio soletta	M _{g1}	-5,8	kNm/m

Momento per carichi permanenti	M_{g2}	3,1	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	M_{SLU}	-128,7	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{SLE,rara}$	-92,3	kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{SLE,freq.}$	-64,7	kNm/m

Verifica di resistenza - SLU

Spessore complessivo soletta	h	30	cm
Copriferro armature tese	c	3	cm
Diametro armature tese correnti	Φ_1	20	mm
Passo armature tese correnti	s_1	20	cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_2	0	mm
Passo armature tese di infittimento	s_2	20	cm
Altezza utile	d	26	cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	$A_{s,req}$	14,11	cm ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A_s	15,70	cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M_{Rd}	-143,3	kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,899	

Verifica tensionale - SLE rara

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	251,1	N/mm ²
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360	N/mm ²
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,698	

Verifica di fessurazione - SLE freq.

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq.}$	176,1	N/mm ²
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)	$\sigma_{s,lim}$	240	N/mm ²
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,734	

Soletta in c.a. - Verifica a taglio all'appoggio interno

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. taglio Corsia 1 - asse sx	$Ld_{iV,1,SX}$	0,11198	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 1 - asse dx	$Ld_{iV,1,DX}$	0,47569	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse sx	$Ld_{iV,2,SX}$	0,017709	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse dx	$Ld_{iV,2,DX}$	0,01004	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse sx	$Ld_{iV,3,SX}$	0,004199	kN/kN

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

L.d.i. taglio Corsia 3 - asse dx	$L_{div,3,dx}$	0 kN/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	$d_{1,sx}$	5,05 m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	$d_{1,dx}$	7,05 m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	$d_{2,sx}$	8,00 m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,dx}$	10,00 m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	$d_{3,sx}$	11,05 m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	$d_{3,dx}$	13,05 m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse sx	$a_{v,1,sx}$	m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse dx	$a_{v,1,dx}$	m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse sx	$a_{v,2,sx}$	m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse dx	$a_{v,2,dx}$	m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse sx	$a_{v,3,sx}$	m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse dx	$a_{v,3,dx}$	m
Coefficiente dinamico	Φ_d	1,0
Altezza utile lastra predalle	d	240 mm
Riduzione taglio per carichi vicino agli appoggi		NO
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse sx	$\alpha_{v,1,sx}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse dx	$\alpha_{v,1,dx}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse sx	$\alpha_{v,2,sx}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse dx	$\alpha_{v,2,dx}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse sx	$\alpha_{v,2,sx}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse dx	$\alpha_{v,2,dx}$	1
Taglio per carichi tandem (per striscia unitaria)	$V_{q1,t}$	182,3 kN/m
Taglio per carichi da traffico distribuiti	$V_{q1,d}$	19,5 kN/m
Taglio per carichi da traffico	$V_{q1,tot}$	201,8 kN/m
Taglio per peso proprio soletta	V_{g1}	12,65 kN/m
Taglio per carichi permanenti	V_{g2}	1,25 kN/m
Taglio sollecitante - Comb. SLU	V_{SLU}	291,3 kN/m
Taglio sollecitante - Comb. SLE rara	$V_{SLE,rara}$	215,7 kN/m

Il calcolo del taglio resistente è di seguito condotto considerando le diagonali dei tralicci come armature trasversali inclinate. Si evidenzia che la resistenza a "taglio-trazione" viene determinata sulla base di una resistenza di progetto dell'acciaio ridotta $f_{yd,rid}$ così calcolata:

$$f_{yd,rid} = f_{yd} - \sigma_s = 391 - 124 = 267 \text{ N/mm}^2$$

dove σ_s è la tensione max nelle diagonali dei tralicci per effetto dei carichi di Fase I (vedi par. 9.1).

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	5	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	565	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	216	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	0,90	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	437,67	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,07	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	807,01	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	4076,90	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	437,67	[kN]

$$V_{Rd} = 437.7 \text{ kN} > V_{Sd} = 291.3 \text{ kN}$$

$$FS = 291.3/437.7 = 0.665 < 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

9.2.6 Sezione all'appoggio interno – zona di estremità

Si riportano di seguito le disposizioni dei carichi da traffico (schema 1) che determinano le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

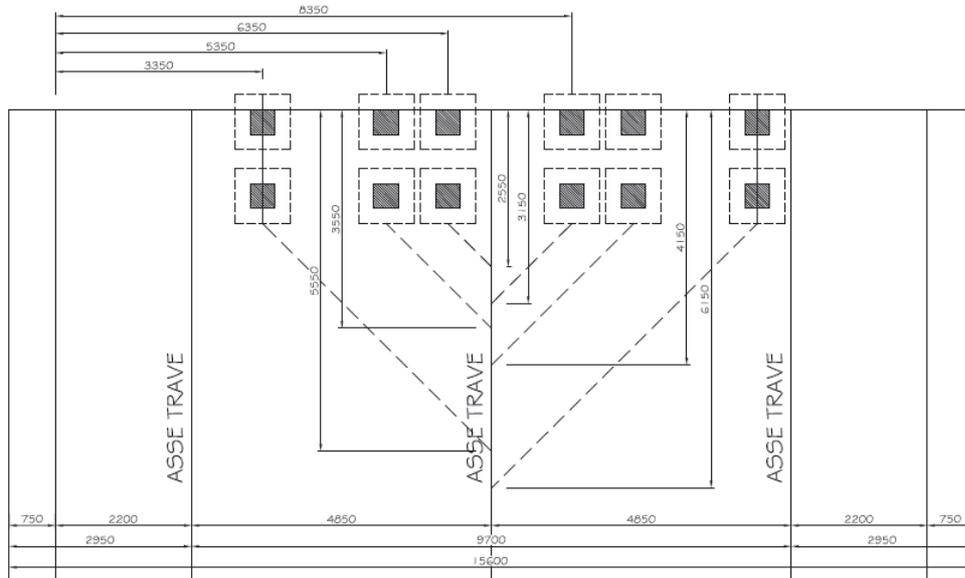


Figura 34: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a flessione – zona di estremità

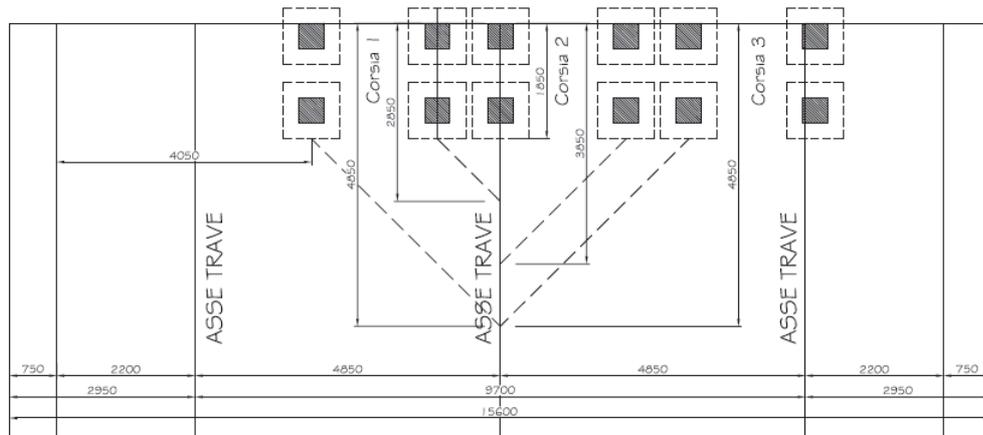


Figura 35: Disposizione corsie per verifica sezione all'appoggio interno a taglio – zona di estremità

Soletta in c.a. - Verifica all'appoggio interno

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. momento Corsia 1 - asse sx	$L_{diM,1,SX}$	-0,0464 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 1 - asse dx	$L_{diM,1,DX}$	-0,12696 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse sx	$L_{diM,2,SX}$	-0,11226 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 2 - asse dx	$L_{diM,2,DX}$	-0,13001 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 3 - asse sx	$L_{diM,3,SX}$	-0,11271 kNm/kN
L.d.i. momento Corsia 3 - asse dx	$L_{diM,3,DX}$	-0,02418 kNm/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	$d_{1,SX}$	3,30 m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	$d_{1,DX}$	5,30 m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	$d_{2,SX}$	6,30 m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,DX}$	8,30 m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	$d_{3,SX}$	9,30 m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	$d_{3,DX}$	11,30 m
Coefficiente dinamico	Φ_d	1,3
Momento per carichi tandem (per striscia unitaria)	$M_{q1,t}$	-148,4 kNm/m
Momento per carichi da traffico distribuiti	$M_{q1,d}$	-19,2 kNm/m
Momento per carichi da traffico	$M_{q1,tot}$	-167,6 kNm/m
Momento per peso proprio soletta	M_{g1}	-5,8 kNm/m
Momento per carichi permanenti	M_{g2}	3,1 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLU	M_{SLU}	-234,0 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE rara	$M_{SLE,rara}$	-170,3 kNm/m
Momento sollecitante - Comb. SLE freq.	$M_{SLE,freq.}$	-121,7 kNm/m

Verifica di resistenza - SLU

Spessore complessivo soletta	h	30	cm
Copriferro armature tese	c	3	cm
Diametro armature tese correnti	Φ_1	20	mm
Passo armature tese correnti	s ₁	20	cm
Diametro armature tese di infittimento	Φ_2	24	mm
Passo armature tese di infittimento	s ₂	40	cm
Altezza utile	d	25,8	cm
Armatura tesa necessaria (per striscia unitaria)	A _{s,req}	25,84	cm ²
Armatura tesa disposta (per striscia unitaria)	A _s	27,00	cm ²
Momento resistente (per striscia unitaria)	M _{Rd}	-244,5	kNm/m
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,957	

Verifica tensionale - SLE rara

Tensione nelle armature - Comb. rara	$\sigma_{s,rara}$	271,5	N/mm ²
Tensione limite acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360	N/mm ²
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,754	

Verifica di fessurazione - SLE freq.

Tensione nelle armature - Comb. freq.	$\sigma_{s,freq}$	194,0	N/mm ²
Tensione limite acciaio (Tab. C4.1.II-III Circ. 2009)	$\sigma_{s,lim}$	240	N/mm ²
Fattore di sicurezza	FS < 1	0,808	

Soletta in c.a. - Verifica a taglio all'appoggio interno

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. taglio Corsia 1 - asse sx	Ldiv _{1,SX}	0,095341	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 1 - asse dx	Ldiv _{1,DX}	0,304069	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse sx	Ldiv _{2,SX}	0,540194	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse dx	Ldiv _{2,DX}	0,024916	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse sx	Ldiv _{3,SX}	0,016766	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse dx	Ldiv _{3,DX}	0	kN/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	d _{1,SX}	4,05	m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	d _{1,DX}	6,05	m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	d _{2,SX}	7,05	m

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,DX}$	9,05 m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	$d_{3,SX}$	10,05 m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	$d_{3,DX}$	12,05 m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse sx	$a_{v,1,SX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse dx	$a_{v,1,DX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse sx	$a_{v,2,SX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse dx	$a_{v,2,DX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse sx	$a_{v,3,SX}$	m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse dx	$a_{v,3,DX}$	m
Coefficiente dinamico	Φ_d	1,0
Altezza utile lastra predalle	d	240 mm
Riduzione taglio per carichi vicino agli appoggi		NO
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse sx	$\alpha_{v,1,SX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse dx	$\alpha_{v,1,DX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1
Taglio per carichi tandem (per striscia unitaria)	$V_{q1,t}$	234,5 kN/m
Taglio per carichi da traffico distribuiti	$V_{q1,d}$	20,5 kN/m
Taglio per carichi da traffico	$V_{q1,tot}$	255,0 kN/m
Taglio per peso proprio soletta	V_{g1}	12,65 kN/m
Taglio per carichi permanenti	V_{g2}	1,25 kN/m
Taglio sollecitante - Comb. SLU	V_{SLU}	363,2 kN/m
Taglio sollecitante - Comb. SLE rara	$V_{SLE,rara}$	268,9 kN/m

Il calcolo del taglio resistente è di seguito condotto considerando le diagonali dei tralicci come armature trasversali inclinate. Si evidenzia che la resistenza a "taglio-trazione" viene determinata sulla base di una resistenza di progetto dell'acciaio ridotta $f_{yd,rid}$ così calcolata:

$$f_{yd,rid} = f_{yd} - \sigma_s = 391 - 124 = 267 \text{ N/mm}^2$$

dove σ_s è la tensione max nelle diagonali dei tralicci per effetto dei carichi di Fase I (vedi par. 9.1).

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	5	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	565	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	216	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Senò di α	$\sin\alpha$	0,90	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	437,67	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,07	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	807,01	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	4076,90	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	437,67	[kN]

$$V_{Rd} = 437.7 \text{ kN} > V_{Sd} = 363.2 \text{ kN}$$

$$FS = 363.2/437.7 = 0.83 < 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

9.2.7 Taglio all'appoggio esterno – zona corrente

Per ottenere le sollecitazioni massime indotte dai carichi mobili, è stato considerato lo Schema di Carico 1 previsto da normativa; con la teoria delle linee di influenza sono stati costruiti, per mezzo del programma di calcolo Sap2000, i diagrammi delle sollecitazioni massime e minime generate dal carico agente in tutte le possibili posizioni sulla sede stradale.

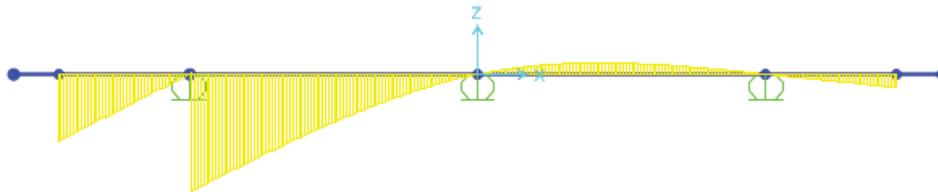


Figura 36: Linea di influenza del taglio – Sezione all'appoggio esterno

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

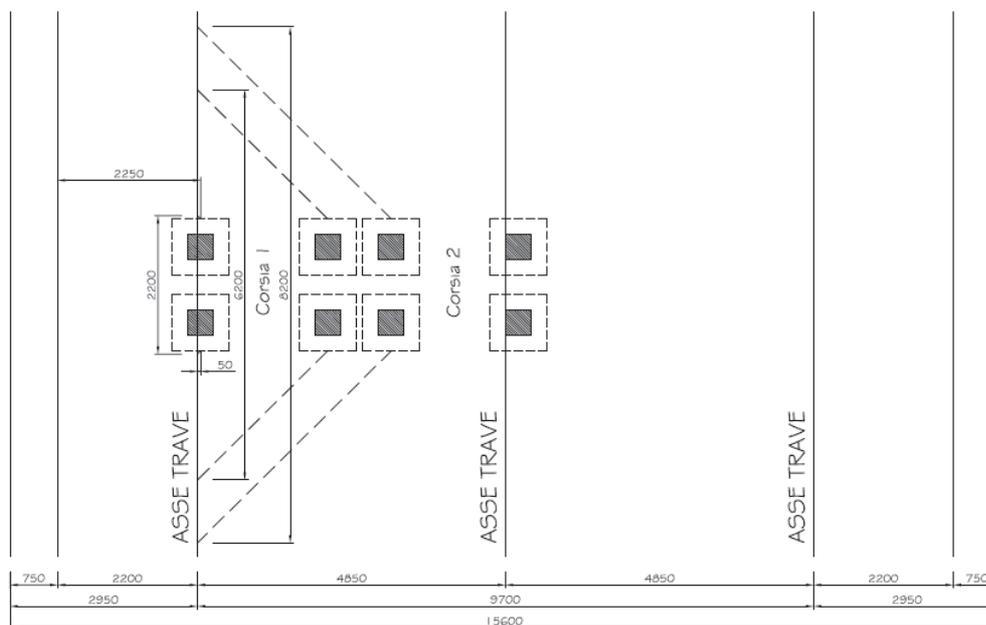


Figura 37: Disposizione corsie per verifica a taglio all'appoggio esterno – zona corrente

Soletta in c.a. - Verifica a taglio all'appoggio esterno

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. taglio Corsia 1 - asse sx	$Ld_{iV,1,SX}$	-0,44882	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 1 - asse dx	$Ld_{iV,1,DX}$	-0,07611	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse sx	$Ld_{iV,2,SX}$	-0,03214	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse dx	$Ld_{iV,2,DX}$	0	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse sx	$Ld_{iV,3,SX}$	0	kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse dx	$Ld_{iV,3,DX}$	0	kN/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	$d_{1,SX}$	2,25	m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	$d_{1,DX}$	4,30	m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	$d_{2,SX}$	5,30	m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,DX}$	#N/D	m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	$d_{3,SX}$	#N/D	m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	$d_{3,DX}$	#N/D	m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse sx	$a_{v,1,SX}$		m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse dx	$a_{v,1,DX}$		m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse sx	$a_{v,2,SX}$		m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse dx	$a_{v,2,DX}$		m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse sx	$a_{v,3,SX}$		m

Distanza da appoggio Corsia 3 - asse dx	$a_{v,3,DX}$		m
Coefficiente dinamico	Φ_d	1,0	
Altezza utile lastra predalle	d	240	mm
Riduzione taglio per carichi vicino agli appoggi		NO	
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse sx	$\alpha_{v,1,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse dx	$\alpha_{v,1,DX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1	
Taglio per carichi tandem (per striscia unitaria)	$V_{q1,t}$	-163,9	kN/m
Taglio per carichi da traffico distribuiti	$V_{q1,d}$	-16,1	kN/m
Taglio per carichi da traffico	$V_{q1,tot}$	-180,0	kN/m
Taglio per peso proprio soletta	V_{g1}	-23,7	kN/m
Taglio per carichi permanenti	V_{g2}	-11,6	kN/m
Taglio sollecitante - Comb. SLU	V_{SLU}	-292,4	kN/m
Taglio sollecitante - Comb. SLE rara	$V_{SLE,rara}$	-215,3	kN/m

Il calcolo del taglio resistente è di seguito condotto considerando le diagonali dei tralicci come armature trasversali inclinate. Si evidenzia che la resistenza a "taglio-trazione" viene determinata sulla base di una resistenza di progetto dell'acciaio ridotta $f_{yd,rid}$ così calcolata:

$$f_{yd,rid} = f_{yd} - \sigma_s = 391 - 124 = 267 \text{ N/mm}^2$$

dove σ_s è la tensione max nelle diagonali dei tralicci per effetto dei carichi di Fase I (vedi par. 9.1).

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	5	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	565	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	216	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	0,90	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	437,67	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,07	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	807,01	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	4076,90	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	437,67	[kN]

$$V_{Rd} = 437.7 \text{ kN} > V_{Sd} = 292.4 \text{ kN}$$

$$FS = 292.4/437.7 = 0.67 < 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

9.2.8 Taglio all'appoggio esterno – zona di estremità

Si riporta di seguito la disposizione dei carichi da traffico (schema 1) che determina le condizioni di verifica più sfavorevoli per la sezione in esame.

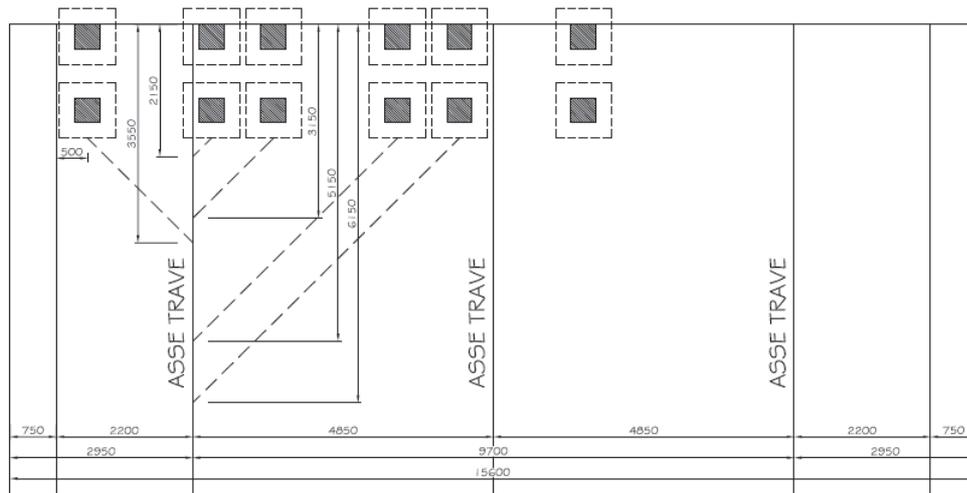


Figura 38: Disposizione corsie per verifica a taglio all'appoggio esterno – zona di estremità

Soletta in c.a. - Verifica a taglio all'appoggio esterno

Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione

L.d.i. taglio Corsia 1 - asse sx	$Ld_{iV,1,SX}$	-0,12327 kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 1 - asse dx	$Ld_{iV,1,DX}$	-0,4293 kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse sx	$Ld_{iV,2,SX}$	-0,21276 kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 2 - asse dx	$Ld_{iV,2,DX}$	-0,04441 kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse sx	$Ld_{iV,3,SX}$	-0,01076 kN/kN
L.d.i. taglio Corsia 3 - asse dx	$Ld_{iV,3,DX}$	0 kN/kN
Posizione Corsia 1 - asse sx (da estremo sx)	$d_{1,SX}$	0,50 m
Posizione Corsia 1 - asse dx (da estremo sx)	$d_{1,DX}$	2,50 m
Posizione Corsia 2 - asse sx (da estremo sx)	$d_{2,SX}$	3,50 m
Posizione Corsia 2 - asse dx (da estremo sx)	$d_{2,DX}$	5,50 m
Posizione Corsia 3 - asse sx (da estremo sx)	$d_{3,SX}$	6,50 m
Posizione Corsia 3 - asse dx (da estremo sx)	$d_{3,DX}$	#N/D m
Distanza da appoggio Corsia 1 - asse sx	$a_{v,1,SX}$	m

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Distanza da appoggio Corsia 1 - asse dx	$a_{v,1,DX}$		m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse sx	$a_{v,2,SX}$		m
Distanza da appoggio Corsia 2 - asse dx	$a_{v,2,DX}$		m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse sx	$a_{v,3,SX}$		m
Distanza da appoggio Corsia 3 - asse dx	$a_{v,3,DX}$		m
Coefficiente dinamico	Φ_d	1,0	
Altezza utile lastra predalle	d	240	mm
Riduzione taglio per carichi vicino agli appoggi		NO	
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse sx	$\alpha_{v,1,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 1 - asse dx	$\alpha_{v,1,DX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 2 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse sx	$\alpha_{v,2,SX}$	1	
Coeff. riduzione taglio Corsia 3 - asse dx	$\alpha_{v,2,DX}$	1	
Taglio per carichi tandem (per striscia unitaria)	$V_{q1,t}$	-218,3	kN/m
Taglio per carichi da traffico distribuiti	$V_{q1,d}$	-15,4	kN/m
Taglio per carichi da traffico	$V_{q1,tot}$	-233,7	kN/m
Taglio per peso proprio soletta	V_{g1}	-23,7	kN/m
Taglio per carichi permanenti	V_{g2}	-11,6	kN/m
Taglio sollecitante - Comb. SLU	V_{SLU}	-364,9	kN/m
Taglio sollecitante - Comb. SLE rara	$V_{SLE,rara}$	-269,0	kN/m

Il calcolo del taglio resistente è di seguito condotto considerando le diagonali dei tralicci come armature trasversali inclinate. Si evidenzia che la resistenza a "taglio-trazione" viene determinata sulla base di una resistenza di progetto dell'acciaio ridotta $f_{yd,rid}$ così calcolata:

$$f_{yd,rid} = f_{yd} - \sigma_s = 391 - 124 = 267 \text{ N/mm}^2$$

dove σ_s è la tensione max nelle diagonali dei tralicci per effetto dei carichi di Fase I (vedi par. 9.1).

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	5	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	21,8	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	64	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	565	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	216	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2,50	[-]
		2,50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,49	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	0,90	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	437,67	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,07	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	807,01	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	4076,90	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	437,67	[kN]

$$V_{Rd} = 437.7 \text{ kN} > V_{Sd} = 364.9 \text{ kN}$$

$$FS = 364.9/437.7 = \mathbf{0.833} < \mathbf{1} \rightarrow \mathbf{VERIFICATO}$$

10 APPARECCHI D'APPOGGIO

10.1 GIUNTI

I varchi tra la soletta di impalcato e il muro paraghiaia della spalla e i relativi giunti di dilatazione sono stati dimensionati in modo da evitare il martellamento tra le travi e la spalla, con spostamenti valutati allo SLV, di entità non inferiori alle corse attese dagli appoggi di cui al sottoparagrafo successivo.

In combinazione sismica l'escursione massima è stata valutata con la seguente espressione:

$$\Delta L(\pm) = \Delta L(\text{sismica}) + \Psi_2 \Delta L(T) + \Delta L(g)$$

Massimo spostamento longitudinale del giunto di spalla ± 145 mm

Massimo spostamento trasversale del giunto di spalla ± 115 mm

10.1.1 Spostamenti dell'isolatore $\Delta L(\text{sismica})$

Il valore dello spostamento assoluto è stato calcolato direttamente dal modello numerico dell'opera (utilizzando un programma agli elementi finiti Midas CIVIL) attraverso un'analisi lineare dinamica con spettro di risposta di progetto allo stato limite di salvaguardia della vita.

10.1.2 Variazione termica

Si assume per il coefficiente di dilatazione termica il valore $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$

Si ipotizza una variazione termica $\Delta t = \pm 46^\circ\text{C}$.

Detta L la distanza tra il punto fisso e il giunto considerato, distanza tra il baricentro termico individuato in prossimità della mezzeria del viadotto e la spalla, risulta:

$$\Delta L(t) = \alpha \times \Delta t \times L$$

10.1.3 Variabilità spaziale del moto

Per tener conto della variabilità spaziale del moto si è operato nel rispetto di quanto prescritto dalle norme tecniche NTC2018:

10.1.3.1 Spalla

ag (SLC)	0,185	g
S	1,435	
Tc	0,472	s
TD	2,34	s

Si ricava $d_g = 0.072\text{m}$ e $d_{j\max} = 0.127\text{m}$.

Data la distanza $x=125\text{m}$ si determina il seguente spostamento relativo tra due punti a distanza x :

$d_{ij}(x)=57\text{mm}$ con

vs media rilevata di propagazione delle onde di taglio 360 m/s

d_{ij0} spostamento tra due punti a piccola distanza 0

ag (SLV)	0,147	g
S	1,49	
Tc	0,463	s
TD	2,189	s

Si ricava $d_g = 0.054\text{m}$ e $d_{j\max} = 0.096\text{m}$.

Data la distanza $x=125\text{m}$ si determina il seguente spostamento relativo tra due punti a distanza x :

$d_{ij}(x)=43\text{mm}$ con

vs media rilevata di propagazione delle onde di taglio 360 m/s

d_{ij0} spostamento tra due punti a piccola distanza 0

10.1.3.2 Pila

ag (SLC)	0,185	g
S	1,435	
Tc	0,472	s
TD	2,34	s

Si ricava $d_g = 0.072\text{m}$ e $d_{j\max} = 0.127\text{m}$.

Data la distanza $x=90\text{m}$ si determina il seguente spostamento relativo tra due punti a distanza x :

$d_{ij}(x)=48\text{mm}$ con

vs media rilevata di propagazione delle onde di taglio **360** m/s

d_{ij0} spostamento tra due punti a piccola distanza 0

ag (SLV)	0,147	g
S	1,49	
Tc	0,463	s
TD	2,189	s

Si ricava $d_g = 0.054\text{m}$ e $d_{j\max} = 0.096\text{m}$.

Data la distanza $x=90\text{m}$ si determina il seguente spostamento relativo tra due punti a distanza x :

$d_{ij}(x)=36\text{mm}$ con

vs media rilevata di propagazione delle onde di taglio **360** m/s

d_{ij0} spostamento tra due punti a piccola distanza 0

10.2 APPARECCHI D'APPOGGIO

Lo schema di vincolo del viadotto prevede l'utilizzo su tutte le sottostrutture di apparecchi d'appoggio del tipo "isolatori elastomerici" con smorzamento $\xi=10\%$ e rigidità orizzontale equivalente pari a 2,11 kN/mm per le pile e 1,77 kN/mm per le spalle.

	V	Fzd	ke	Δ	Dg	H	V	TOT
	kN	kN	kN/mm	mm	mm	mm	dm ³	
ISOLATORI PILE	4.460	8.000	2,11	250	650	255	84,61	15
ISOLATORI spalle	2.640	4.950	1,77	250	600	263	74,36	6

Legenda

V	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma allo SLC
Fzd	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma SLU
ke	Rigidità orizzontale equivalente
Δ	Spostamento SLC
Dg	Diametro elastomero
H	Altezza totale incluse piastre di ancoraggio
V	Volume singolo isolatore

Gli spostamenti Δ sopraindicati sono stati valutati ai sensi delle NTC2018 paragrafo 7.2.2.:

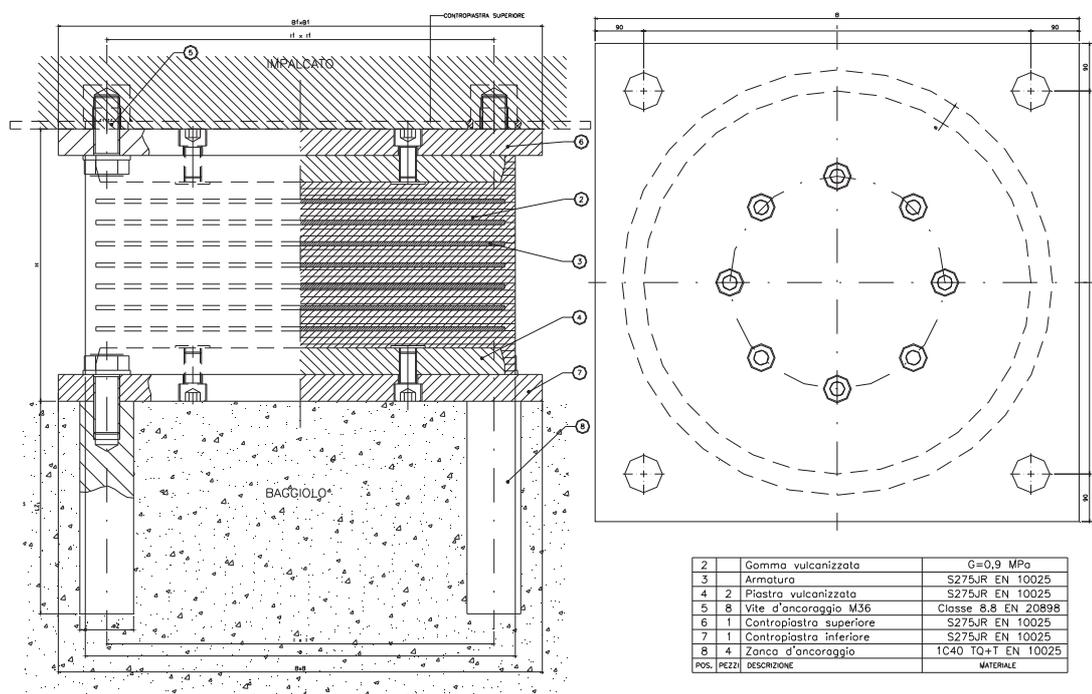
Gli appoggi mobili devono essere dimensionati per consentire, sotto l'azione sismica corrispondente allo SLC, uno spostamento relativo nella direzione d'interesse tra le due parti della struttura che essi collegano, valutato come:

$$\Delta = d_{E_x} + d_{E_z}$$

dove:

d_{E_x} è lo spostamento relativo tra le due parti della struttura, valutato come radice quadrata della somma dei quadrati dei massimi spostamenti orizzontali nella direzione d'interesse delle due parti; tali massimi spostamenti sono calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4; per i ponti, lo spostamento relativo così ottenuto deve essere moltiplicato per 1,25,

d_{E_z} è lo spostamento relativo tra il terreno alla base delle due parti della struttura collegate dall'appoggio mobile, calcolato come indicato al § 3.2.4.2.



Le dimensioni \varnothing , H, LZ, $\varnothing Z$, B, B1, I, I1 sono da desumersi dal progetto costruttivo del fornitore.

Figura 39: Isolatore elastomerico

A titolo esemplificativo, nelle pagine seguenti si riportano le azioni agenti sugli apparecchi d'appoggio della spalla e della pila, distinte per ogni condizioni di carico e combinate secondo quanto prescritto dalla normativa.

	SOLLECITAZIONE isolatore pila			spostamenti isolatore pila		
	Pmax	Tt	Tl	Δt	Δl	Δ
	kN	kN	kN	mm	mm	mm
AZIONI TOTALI SUGLI ISOLATORI						
G1 - permanenti	-2091	0	0			0
G2 - portati	-782	0	0			0
E2 - ritiro	0	0	0			0
E4 - Termica	0	0	0		49,68	49,7
Q1 - mobili tandem	-842	0	0			0
Q1 - mobili UDL	-1429	0	0			0
Q3 - frenatura	0	0	43		20	20
Q4 - centrifuga	0	0	0			0
Q5 - vento	-589	110	0	52,2		52
Q6 SLC -L	0		270		128,0	128
Q6 SLC -T	102	287	0	136,0		136
Q6 SLC -V	366	0	0			0
Q6 SLV -L	0		217		103,0	103
Q6 SLV -T	82	232	0	110,0		110
Q6 SLV -V	259	0	0			0

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

		COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1)							
		SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU -Q3	SLU -Q4	SLU-Q1	S
G1 - permanenti		1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
G2 - portati		1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	
E2 - ritiro		1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	
E4 - Termica		0	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	
Q1 - mobili tandem		0	0	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	
Q1 - mobili UDL		0	0	0,54	0,54	0,54	0,54	1,35	
Q3 - frenatura		0	0	0	0	1,35	0,00	0	
Q4 - centrifuga		0	0	0	0	0	1,35	0	
Q5 - vento		0	0,90	1,50	-1,50	0,90	0,90	0,90	
Q6 SLC -L		0	0	0	0	0	0	0	
Q6 SLC -T		0	0	0	0	0	0	0	
Q6 SLC -V		0	0	0	0	0	0	0	
Q6 SLV -L		0	0	0	0	0	0	0	
Q6 SLV -T		0	0	0	0	0	0	0	
Q6 SLV -V		0	0	0	0	0	0	0	
		SOLLECITAZIONI COMBinate							
		SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU -Q3	SLU -Q4	SLU-Q1	S
Pmax	kN	-3996	-4526	-6504	-4735	-6150	-6150	-7591	
Tt	kN	0	99	165	-165	99	99	99	
TI	kN	0	0	0	0	58	0	0	

		sismica											
		SLV-L	SLV-L	SLV-T	SLV-T	SLV-V	SLV-V	SLC-L	SLC-L	SLC-T	SLC-T	SLC-V	SLC-V
G1 - permanenti		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 - portati		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
E2 - ritiro		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
E4 - Termica		0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Q1 - mobili tandem		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q1 - mobili UDL		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q3 - frenatura		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q4 - centrifuga		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q5 - vento		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLC -L		0	0	0	0	0	0	1	-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3
Q6 SLC -T		0	0	0	0	0	0	0,3	-0,3	1	-1	0,3	-0,3
Q6 SLC -V		0	0	0	0	0	0	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1
Q6 SLV -L		1	-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -T		0,3	-0,3	1	-1	0,3	-0,3	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -V		0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	0	0	0	0	0	0
		SLV-L	SLV-L	SLV-T	SLV-T	SLV-V	SLV-V	SLC-L	SLC-L	SLC-T	SLC-T	SLC-V	SLC-V
Pmax	kN	-2771	-2975	-2713	-3033	-2589	-3157	-2733	-3013	-2661	-3084	-2476	-3269
Tt	kN	70	-70	232	-232	70	-70	86	-86	287	-287	86	-86
TI	kN	217	-217	65	-65	65	-65	270	-270	81	-81	81	-81

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

	SOLLECITAZIONE isolatore spalla			spostamenti isolatore spalla		
	Pmax	Tt	TI	Δt	Δl	Δ
AZIONI TOTALI SUGLI ISOLATORI	kN	kN	kN	mm	mm	mm
G1 - permanenti	-892	0	0			0
G2 - portati	-336	0	0			0
E2 - ritiro	0	0	0			0
E4 - Termica	0	0	0		66,24	66,2
Q1 - mobili tandem	-840	0	0			0
Q1 - mobili UDL	-544	0	0			0
Q3 - frenatura	0	0	75		42	42
Q4 - centrifuga	0	0	0			0
Q5 - vento	-221	43	0	24,2		24
Q6 SLC -L	0		227		128,0	128
Q6 SLC -T	63	241	0	136,0		136
Q6 SLC -V	165	0	0			0
Q6 SLV -L	0		182		103,0	103
Q6 SLV -T	51	195	0	110,0		110
Q6 SLV -V	117	0	0			0

	COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1)							
	SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4	SLU-Q1	Σ
G1 - permanenti	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
G2 - portati	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	
E2 - ritiro	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	
E4 - Termica	0	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	
Q1 - mobili tandem	0	0	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	
Q1 - mobili UDL	0	0	0,54	0,54	0,54	0,54	1,35	
Q3 - frenatura	0	0	0	0	1,35	0,00	0	
Q4 - centrifuga	0	0	0	0	0	1,35	0	
Q5 - vento	0	0,90	1,50	-1,50	0,90	0,90	0,90	
Q6 SLC -L	0	0	0	0	0	0	0	
Q6 SLC -T	0	0	0	0	0	0	0	
Q6 SLC -V	0	0	0	0	0	0	0	
Q6 SLV -L	0	0	0	0	0	0	0	
Q6 SLV -T	0	0	0	0	0	0	0	
Q6 SLV -V	0	0	0	0	0	0	0	

SOLLECITAZIONI COMBinate									
		SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4	SLU-Q1	Σ
Pmax	kN	-1707	-1906	-3183	-2521	-3051	-3051	-3775	
Tt	kN	0	39	64	-64	39	39	39	
TI	kN	0	0	0	0	101	0	0	

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

		sismica											
		SLV-L	SLV-L	SLV-T	SLV-T	SLV-V	SLV-V	SLC-L	SLC-L	SLC-T	SLC-T	SLC-V	SLC-V
G1 - permanenti	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 - portati	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
E2 - ritiro	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
E4 - Termica	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Q1 - mobili tandem	5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Q1- mobili UDL	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q3 - frenatura	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q4 - centrifuga	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q5 - vento	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q6 SLC -L	5	0	0	0	0	0	0	1	-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3
Q6 SLC -T	5	0	0	0	0	0	0	0,3	-0,3	1	-1	0,3	-0,3
Q6 SLC -V	5	0	0	0	0	0	0	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1
Q6 SLV -L	5	1	-1	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -T	5	0,3	-0,3	1	-1	0,3	-0,3	0	0	0	0	0	0
Q6 SLV -V	5	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	0	0	0	0	0	0
Pmax	kN	-1177	-1278	-1141	-1314	-1095	-1359	-1159	-1296	-1114	-1341	-1043	-1412
Tt	kN	58	-58	195	-195	58	-58	72	-72	241	-241	72	-72
Tl	kN	182	-182	55	-55	55	-55	227	-227	68	-68	68	-68

11 VERIFICA SPALLE

11.1 SPALLA SP1

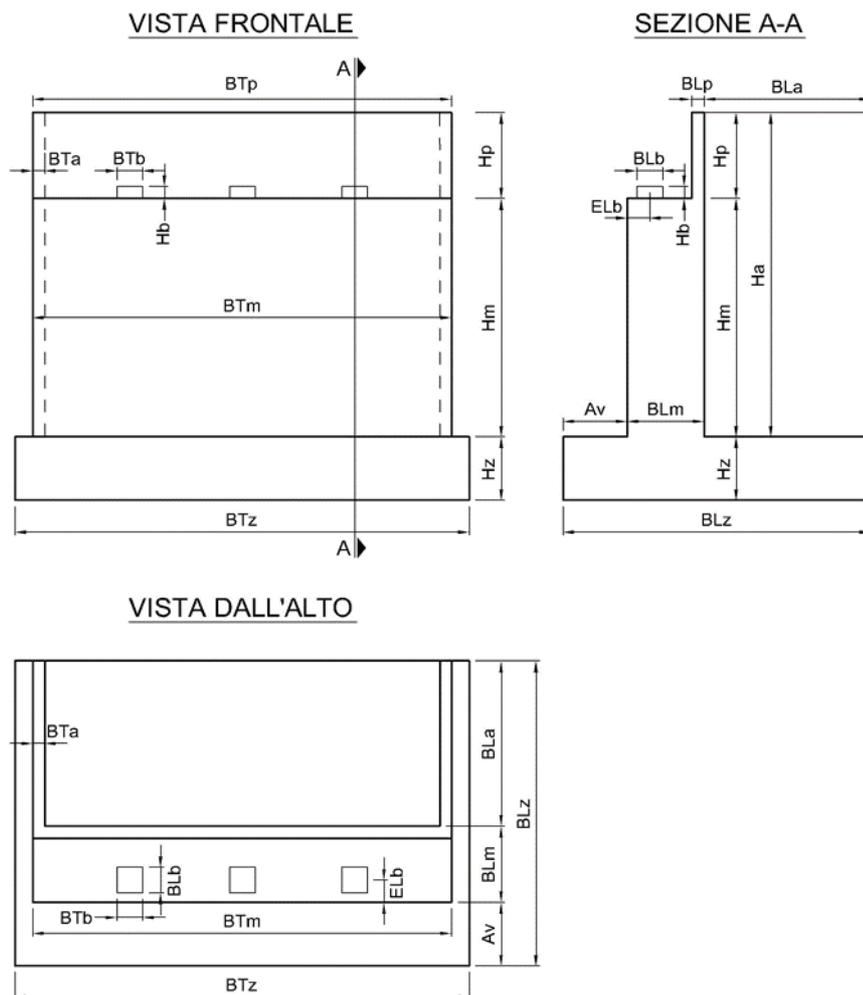
11.1.1 GEOMETRIA E AZIONI

oggetto valle muro

A_v

[m]

3



ANALISI DEI CARICHI E DELLE SOLLECITAZIONI

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

Peso proprio spalla

Paraghiaia

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

spessore	b_{Lp}	[m]	0,40
altezza	h_p	[m]	3,50
lunghezza	b_{Tp}	[m]	12,00
peso	W_p	[kN]	420
eccentricità muro	e_{Lm}	[m]	-0,85
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	-357
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-0,10
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-42

Muro frontale

spessore	b_{Lm}	[m]	2,10
altezza	h_m	[m]	5,30
lunghezza	b_{Tm}	[m]	12,00
peso	W_m	[kN]	3339
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	0,75
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	2504

Muri andatori

spessore medio	b_{Ta}	[m]	0,75
larghezza	b_{La}	[m]	4,50
altezza	h_a	[m]	8,80
numero			2
peso	W_a	[kN]	1485
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-2,55
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-3787

Zattera di fondazione

spessore	h_z	[m]	2,00
larghezza	b_{Lz}	[m]	9,60
lunghezza	b_{Tz}	[m]	16,80
peso	W_f	[kN]	8064

Terreno di rinterro

peso specifico	γ	[kN/m ³]	18,0
larghezza	b_{Lr}	[m]	4,50
lunghezza	b_{Tr}	[m]	10,50
altezza	h_r	[m]	8,80
peso	W_r	[kN]	7484
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-2,55
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-19085

Sovraccarichi permanenti portati

peso pavimentazione	spp	[kN/m ²]	3,0
larghezza	b _L	[m]	4,50
lunghezza	b _T	[m]	12,00
peso	W	[kN]	162
eccentricità fondazione	e _{Lz}	[m]	-2,55
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	-413

Sovraccarichi variabili sulla spalla

peso carichi variabili		[kN/m ²]	20
larghezza	b _L	[m]	4,50
lunghezza	b _T	[m]	12,00
peso	W	[kN]	1080
eccentricità fondazione	e _{Lz}	[m]	-2,55
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	-2754

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Geometria impalcato

numero travi	n _t		3
luce campata di riva	L	[m]	35
coefficiente di influenza verticale	α _v		0,45
eccentricità muro	e _{Lm}	[m]	0,90
eccentricità fondazione	e _{Lz}	[m]	0,90

Carichi permanenti strutturali

peso proprio trave	ppt	[kN/m]	11,00
peso proprio soletta/trave	pps	[kN/m]	30,00
reazione totale	W _{pp}	[kN]	1937
momento muro di paramento	M _{Tm}	[kNm]	1744
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	1744

Carichi permanenti portati

permanenti portati/trave	spp	[kN/m]	17,00
reazione totale	W _{spp}	[kN]	803
momento muro di paramento	M _{Tm}	[kNm]	723
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	723

Carichi mobili (Q_{ik} e q_{ik})

larghezza carreggiata	w	[m]	10,5
-----------------------	---	-----	------

eccentricità asse carreggiata	e_T	[m]	0	
numero corsie convenzionali	n_L		3	
larghezza di una corsia	w_c	[m]	3	
larghezza zona rimanente	w_R	[m]	1,5	
componente da massimizzare			max N e	max ML
MT				
CARICO ASSE (TS)				
carico asse corsia 1	Q_{1K}	[kN]	300	300
carico asse corsia 2	Q_{2K}	[kN]	200	200
carico asse corsia 3	Q_{3K}	[kN]	100	0
CARICO DISTRIBUITO (UDL)				
UDL corsia 1	q_{1K}	[kN/m ²]	9	9
UDL corsia 2	q_{2K}	[kN/m ²]	2,5	2,5
UDL corsia 3	q_{3K}	[kN/m ²]	2,5	2,5
UDL altre corsie	q_{iK}	[kN/m ²]	2,5	0
ecc corsia 1		[m]	3,750	3,750
ecc corsia 2		[m]	0,750	0,750
ecc corsia 3		[m]	-2,250	
ecc corsia 4		[m]	-1,50	
M UDL 1		[kNm/m]	101,3	101,3
M UDL 2		[kNm/m]	5,6	5,6
M UDL 3		[kNm/m]	-16,9	0,0
M UDL 4		[kNm/m]	-5,6	0,0
M UDL		[kNm]	1328,9	1683,3
M TS1		[kNm]	2250	2250
M TS2		[kNm]	300	300
M TS3		[kNm]	-450	0
M TS		[kNm]	2100	2550
Reazione verticale	N	[kN]	1921	1662
Momento trasversale muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	1729	1495
Momento trasversale fondazione	M_{Tz}	[kNm]	1729	1495
Momento longitudinale	M_L	[kNm]	3429	4233
coefficiente di combinazione	ψ_0		0,61	0,61

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

Spinta del cuneo di terreno

parametri geotecnici	$M1$		
coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{\phi'}$		1,00
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	ϕ'_k	[deg]	35
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	ϕ'_d	[deg]	35

angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0,0
coefficiente di spinta in quiete	K0		0,4264
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K0h		0,4264
altezza di terreno non spingente	h	[m]	0
spinta terreno su muro	S _m	[kN]	3566
eccentricità muro	e _{vm}	[m]	2,93
momento muro frontale	M _{Tm}	[kNm]	10461
spinta terreno su muro+fondazione	S _z	[kN]	5372
eccentricità fondazione	e _{vz}	[m]	3,60
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N _z	[kN]	0
eccentricità fondazione	e _{Tz}	[m]	-4,8
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	19338

Sovraccarichi permanenti portati

carico uniforme	q	[kN/m ²]	3,0
spinta terreno su muro	S _m	[kN]	135
eccentricità muro	e _{vm}	[m]	4,4
momento muro frontale	M _{Tm}	[kNm]	594
spinta terreno su muro+fondazione	S _z	[kN]	166
eccentricità fondazione	e _{vz}	[m]	5,4
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N _z	[kN]	0
eccentricità fondazione	e _{Tz}	[m]	-4,8
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	895

Sovraccarichi variabili sulla spalla

carico uniforme	q	[kN/m ²]	20
spinta terreno su muro	S _m	[kN]	901
eccentricità muro	e _{vm}	[m]	4,4
momento muro frontale	M _{Tm}	[kNm]	3963
spinta terreno su muro+fondazione	S _z	[kN]	1105
eccentricità fondazione	e _{vz}	[m]	5,4
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N _z	[kN]	0
eccentricità fondazione	e _{Tz}	[m]	-4,8
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	5969

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Azione di frenamento o accelerazione

azione di frenamento e accelerazione	V _L	[kN]	129
lunghezza totale impalcato	L _{tot}	[m]	240
coefficiente di influenza orizzontale	α_h		1,00

eccentricità muro	e_{Vm}	[m]	5,7
momento muro frontale	M_{Tm}	[kN]	733
eccentricità fondazione	e_{Vz}	[m]	7,7
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kN]	990

Vento trasversale

pressione del vento	q_w	[kN/m ²]	1,30
altezza superficie investita	h_w	[m]	5,50
lunghezza totale impalcato	L	[m]	35
coefficiente di influenza orizzontale	α_h		0,45
azione trasversale del vento	V_T	[kN]	113
eccentricità muro	e_{Vm}	[m]	5,7
momento muro frontale	M_{Lm}	[kN]	642
eccentricità fondazione	e_{Vz}	[m]	7,7
momento intradosso zattera	M_{Lz}	[kN]	867

AZIONI SISMICHE

Valutazione dell'azione sismica

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

vita nominale	V_N	anni	50
<i>Classe d'uso</i>			III
coefficiente d'uso	C_U		1,5
periodo di riferimento per l'azione sismica	V_R	anni	75
Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV			
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	P_{VR}		10%
Periodo di ritorno dell'azione sismica	T_R	anni	712

PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA

latitudine	LAT		43,8331
longitudine	LON		10,6007
accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	[m/s ²]	1,442
coefficiente di amplificazione spettrale massima	F_0		2,376
periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_{C^*}	[s]	0,294

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI STRATIGRAFICHE

<i>Categoria di sottosuolo</i>			C
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s		1,49
coefficiente di sottosuolo	C_c		1,57
<i>Categoria topografica</i>			T1

coefficiente di amplificazione topografica	S_T		1,00
$S_s \times S_T$	S		1,490
coefficiente di smorzamento viscoso	ξ		5%
$\sqrt{(10/(5+\xi))}$	η		1,00

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

Componenti orizzontali

periodo di inizio tratto a v = cost	T_C	s	0,46
periodo di inizio tratto ad a = cost	T_B	s	0,15
periodo di inizio tratto a s = cost	T_D	s	2,19

Componenti verticali

coefficiente di amplificazione spettrale massima	F_v		1,23
periodo di inizio tratto a v = cost	T_C	s	0,15
periodo di inizio tratto ad a = cost	T_B	s	0,05
periodo di inizio tratto a s = cost	T_D	s	1,00

PARAMETRI DI ANALISI

accelerazione orizzontale massima al sito	a_{max}	[m/s ²]	2,149
fattore di struttura	q		1
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m		1,00
coefficiente sismico orizzontale	$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$		0,219
coefficiente sismico verticale	$k_v = \pm k_h/2$		0,110

Impalcato

peso proprio impalcato + carichi permanenti portati	p	[kN/m]	174
peso totale impalcato	W_{tot}	[kN]	2741
periodo fondamentale longitudinale	T_L	[s]	2,15
accelerazione spettrale longitudinale	S_{eL}	[m/s ²]	1,1
forza sismica longitudinale totale	F_L	[kN]	500
peso campata	W_1	[kN]	6090
coefficiente di influenza orizzontale	α_h		1,00
periodo fondamentale trasversale	T_T	[s]	2,17
accelerazione spettrale trasversale	S_{eT}	[m/s ²]	1,1
forza sismica trasversale totale	F_T	[kN]	400
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	5,7
momento muro frontale	M_{Tm}	[kN]	2850
momento muro frontale	M_{Lm}	[kN]	2280
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	7,7

momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kN]	3850	
momento intradosso zattera	M_{Lz}	[kN]	3080	
Paraghiaia				
peso	W_p	[kN]	420	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	92	
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	7,1	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	649	
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	9,1	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	833	
Muro frontale				
peso	W_p	[kN]	3339	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	732	
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2,7	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	1939	
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	4,7	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	3402	
Muri andatori				
peso	W_p	[kN]	1485	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	325	
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2,7	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	862	
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	4,7	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	1513	
Zattera di fondazione				
peso	W_p	[kN]	8064	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]		
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	1,0	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	0	
Terreno di rinterro				
peso	W_p	[kN]	7484	
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	1640	
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2,7	
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	4345	
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	4,7	
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	7625	
Cuneo di terreno				
			1+k_v	1-k_v
			1,110	0,89
metodo di analisi		Wood		
angolo di attrito del terreno	$\phi'k$	[deg]	35	35

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0	0
angolo sismico	θ	[deg]	11,17	13,82
coefficiente di spinta attiva	K_a		0,3937	0,4315
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K_{ah}		0,3937	0,4315
incremento di coefficiente di spinta in fase sismica	ΔK_{ah}		-0,0327	0,0050
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	3625	2909
eccentricità muro	e_{Vm}	[m]	4,40	4,40
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	15952	12802
spinta terreno su muro+fondazione	S_z	[kN]	5434	4375
eccentricità fondazione	e_{Vz}	[m]	5,4	5,4
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	29341	23627

11.1.2 SOLLECITAZIONI RISULTANTI – VALORI CARATTERISTICI

BASE MURO FRONTALE						
STATICA		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
peso proprio spalla	g1	3759	0	0	0	-357
spinte terreno di rinterro	g4	0	3566	0	0	10461
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	135	0	0	594
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	901	0	0	3963
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	1937	0	0	0	1744
carichi permanenti portati su impalcato	r2	803	0	0	0	723
attrito dei vincoli	r3	0	0	0	0	0
carichi mobili su impalcato - max N e M _T	r4	1921	0	0	3429	1729
carichi mobili su impalcato - max M _L	r5	1662	0	0	4233	1495
frenatura / accelerazione	f	0	129	0	0	733
vento trasversale	w	0	0	113	642	0
	totale	10082	4731	113	8304	21085

INTRADOSSO ZATTERA						
STATICA		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
peso proprio spalla	g1	13308	0	0	0	-1325
peso proprio terreno di rinterro	g2	7484	0	0	0	-19085
sovraccarichi permanenti su spalla	g3	162	0	0	0	-413
spinte terreno di rinterro	g4	0	5372	0	0	19338
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	166	0	0	895
sovraccarichi variabili su spalla	q1	1080	0	0	0	-2754
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	1105	0	0	5969
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	1937	0	0	0	1744
carichi permanenti portati su impalcato	r2	803	0	0	0	723
attrito dei vincoli	r3	0	0	0	0	0
carichi mobili su impalcato - max N e M _T	r4	1921	0	0	3429	1729
carichi mobili su impalcato - max M _L	r5	1662	0	0	4233	1495
frenatura / accelerazione	f	0	129	0	0	990
vento trasversale	w	0	0	113	867	0
	totale	28357	6771	113	8529	9305

11.1.3 VERIFICA MURO FRONTALE

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	6500	3701	0	0	13165
2	8420	3830	113	4071	15627
3	7679	4602	68	2492	18190
4	7679	3701	113	2748	14227
M_{T,max}	7679	4602	68	2492	18190

STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione A1-M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	8774	4997	0	0	17773
2	11367	5190	169	5592	21206
3	10367	6348	101	3422	25151
4	10367	4997	169	3807	19207
M_{T,max}	10367	6348	101	3422	25151

combinazione A2-M2	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	8774	4997	0	0	17773
2	11367	5190	169	5592	21206
3	10367	6348	101	3422	25151
4	10367	4997	169	3807	19207
M_{T,max}	10367	6348	101	3422	25151

combinazione sismica 1 + k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	4171	11695	859	2764	42002
S _T	4171	7083	2863	9213	23988
M_{T,max}	4171	11695	859	2764	42002

combinazione sismica 1 - k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	3347	9971	859	2764	35640
S _T	3347	5860	2863	9213	19831
M_{T,max}	3347	9971	859	2764	35640

Verifica a presso-flessione

geometria sezione

larghezza sezione	b _{Tm}	[m]	12,0
altezza sezione	b _{Lm}	[m]	2,1

armatura compressa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	24
interasse barre	$i\phi$	[mm]	100
numero barre	$n\phi$		119
copriferro di calcolo strato 1	c'_1	[mm]	52
area armatura compressa strato 1	A'_{s1}	[mm ²]	53834

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		60
copriferro di calcolo strato 2	c'_2	[mm]	52
area armatura compressa strato 2	A'_{s2}	[mm ²]	0

area armatura compressa	A'_s	[mm ²]	53834
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0,21%

armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	24
interasse barre	$i\phi$	[mm]	100
numero barre	$n\phi$		119
copriferro di calcolo strato 1	c_1	[mm]	52
area armatura tesa strato 1	A_{s1}	[mm ²]	53834

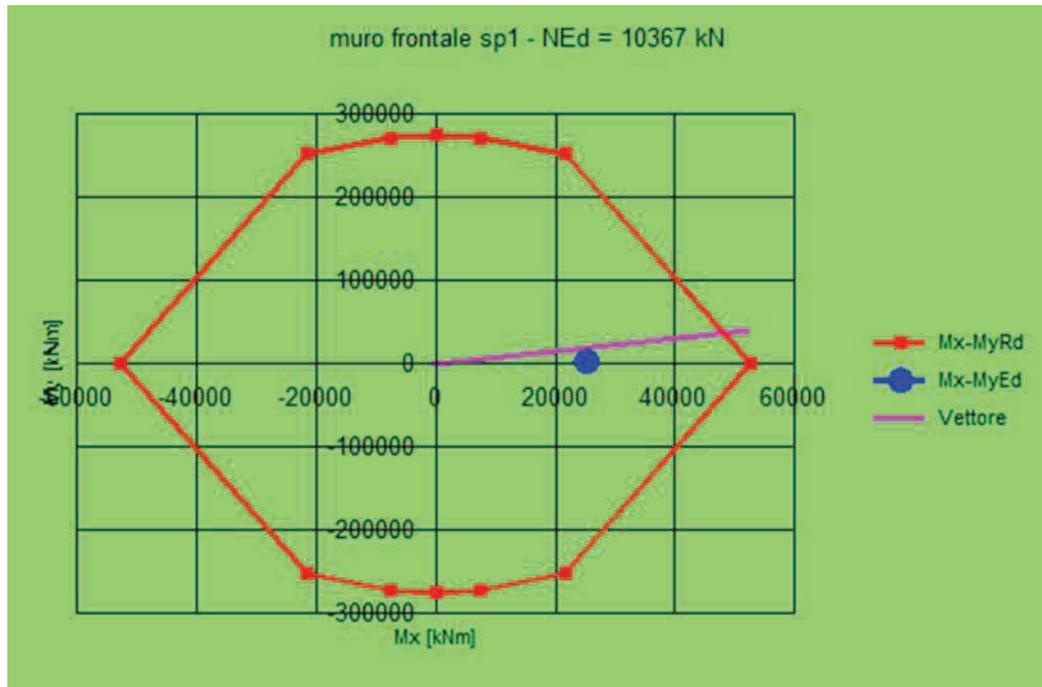
strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		60
copriferro di calcolo strato 2	c_2	[mm]	52
area armatura tesa strato 2	A_{s2}	[mm ²]	0

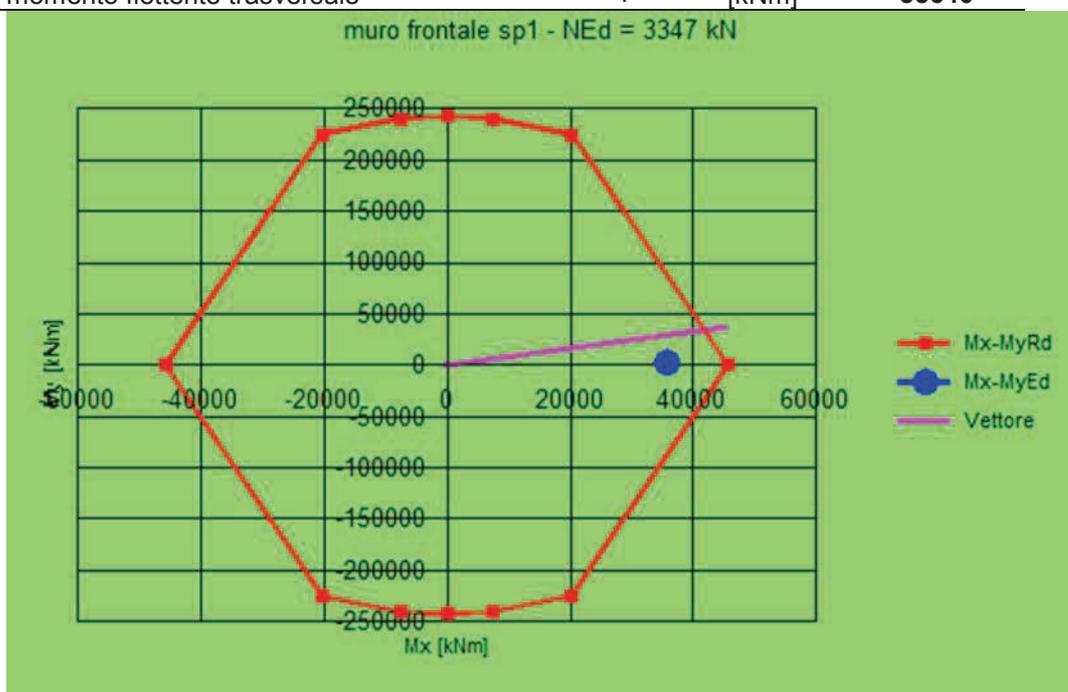
area armatura tesa	A_s	[mm ²]	53834
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0,21%
altezza utile	d	[mm]	2048

sollecitazioni massime

	N_{MAX}		
sfuerzo normale massimo	N_{MAX}	[kN]	10367
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	3422
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	25151

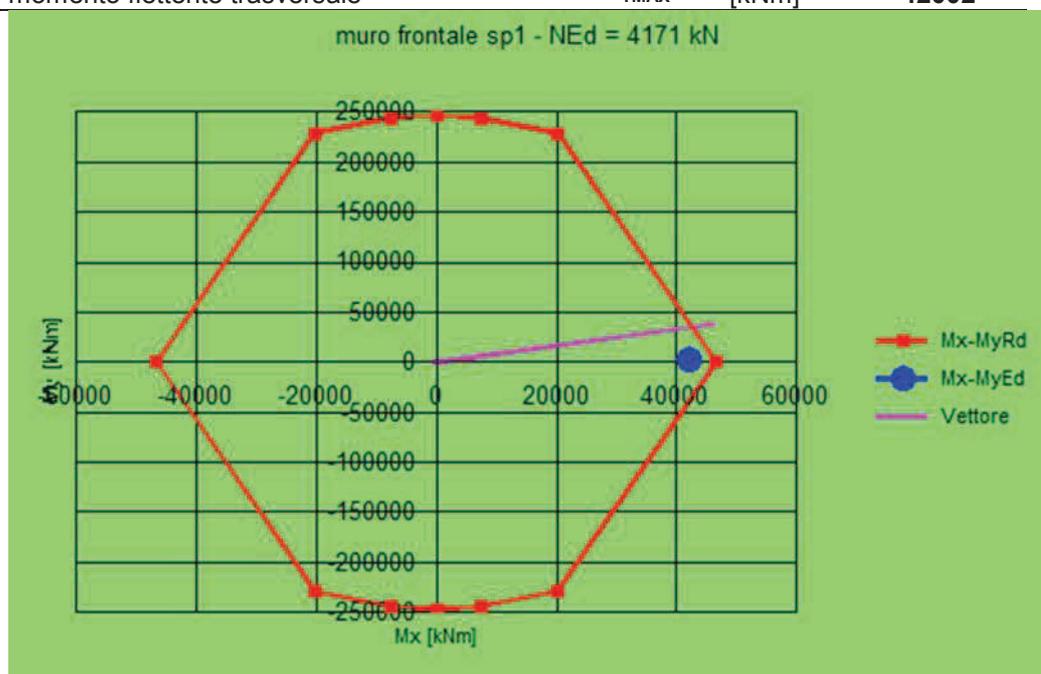


		N_{MIN}	
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	3347
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	2764
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	35640



		M_{TMAX}	
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	4171

momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	2764
momento flettente trasversale	M_{TMAX}	[kNm]	42002



Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w	[mm]	12000
altezza sezione	h	[mm]	2100
altezza utile sezione	d	[mm]	2048
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	53834
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,002
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0,17
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	8109
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	11695

**non
verificato**

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	12000
altezza sezione	h	[mm]	2100
altezza utile sezione	d	[mm]	2048
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		33
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	300

area dell'armatura trasversale	A_{sw}	[mm ²]	6635
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18,8
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\cot \theta$		1,0
angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave	θ	[DEG]	45
sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	[kN]	3347
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0,17
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1,01
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	15952
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9,4
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	104945
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	15952
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	11695

verificato

11.1.4 VERIFICA MURO ANDATORE

Muro andatore parte inferiore

spessore	b_{Ta}	[m]	1,50
altezza	h_a	[m]	4,85
lunghezza	b_{La}	[m]	4,50
numero			2
peso	W_{p1}	[kN]	1105

Muro andatore parte superiore

spessore	b_{Ta}	[m]	0,75
altezza	h_a	[m]	3,95
lunghezza	b_{La}	[m]	4,50
numero			2
peso	W_{p2}	[kN]	450

Bandiera

geometria(Trapez. T / Rett. R)			T
spessore	b_{To}	[m]	0,50
altezza massima (lato incastrato)	$h_{o,max}$	[m]	5,00
altezza minima (lato libero)	$h_{o,min}$	[m]	2,50
lunghezza	b_{Lo}	[m]	0,00
numero			2
peso	W_a	[kN]	0

Spinta terreno su muro andatore

angolo di attrito del terreno	φ'_k	[deg]	35
coefficiente di spinta attiva	K_a		0,27
peso specifico	γ	[kN/m ³]	18
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	1147
carico uniforme sovraccarico	q	[kN/m ²]	20
spinta sovraccarico	S_m	[kN]	290

Spinta terreno su bandiera

angolo di attrito del terreno	φ'_k	[deg]	35
coefficiente di spinta attiva	K_a		0,27
peso specifico	γ	[kN/m ³]	18
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	0
carico uniforme sovraccarico	q	[kN/m ²]	20
spinta sovraccarico	S_m	[kN]	0

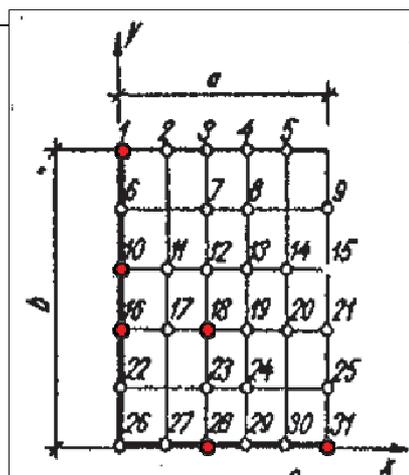
CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Parametri tabelle Bares

a [m]	4,50
b [m]	8,80
gamma= a/b	0,51

	UDL	TRIANG
qa ² [kN]	110	869
qb ² [kN]	420	3324

Coordinate punti caratteristici



Punti	X [m]	Y [m]
1	0,00	8,80
10	0,00	5,28
16	0,00	3,52
18	1,80	3,52
28	1,80	0,00
31	4,50	0,00

Calcolo sollecitazioni bandiera

Momento	M_z	[kNm/m]	0
---------	-------	---------	---

Taglio	V_T	[kN/m]	0
--------	-------	--------	---

Calcolo sollecitazioni muro

A1+M1			
Punti	Momento	[kNm/m]	
1	M_Z	-167	
10	M_Z	-206	
16	M_Z	-178	
18	M_L	18	
28	M_L	-71	
31	M_L	-129	

Calcolo approssimato sollecitazioni mensola orizzontale

Momento	M_Z	[kNm/m]	367
Taglio	V_T	[kN/m]	163

VERIFICHE MURO ANDATORE

STATO LIMITE ULTIMO

Verifica a flessione orizzontale (armatura orizzontale)

geometria sezione

larghezza sezione	b	[m]	1,0
altezza sezione	h	[m]	1,5

armatura compressa

diametro armatura	ϕ	[mm]	16
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	c'	[mm]	50
area armatura compressa strato	A'_s	[mm ²]	1005

armatura tesa

diametro armatura	ϕ	[mm]	16
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	c	[mm]	50
area armatura compressa strato	A_s	[mm ²]	1005

sollecitazioni massime

momento di progetto	M_{Ed}	[kNm/m]	206
momento resistente	M_{Rd}	[kNm/m]	1013

verificato

Verifica a presso-flessione verticale (armatura verticale)

geometria sezione

larghezza sezione	b	[m]	1,0
altezza sezione	h	[m]	1,5

armatura compressa

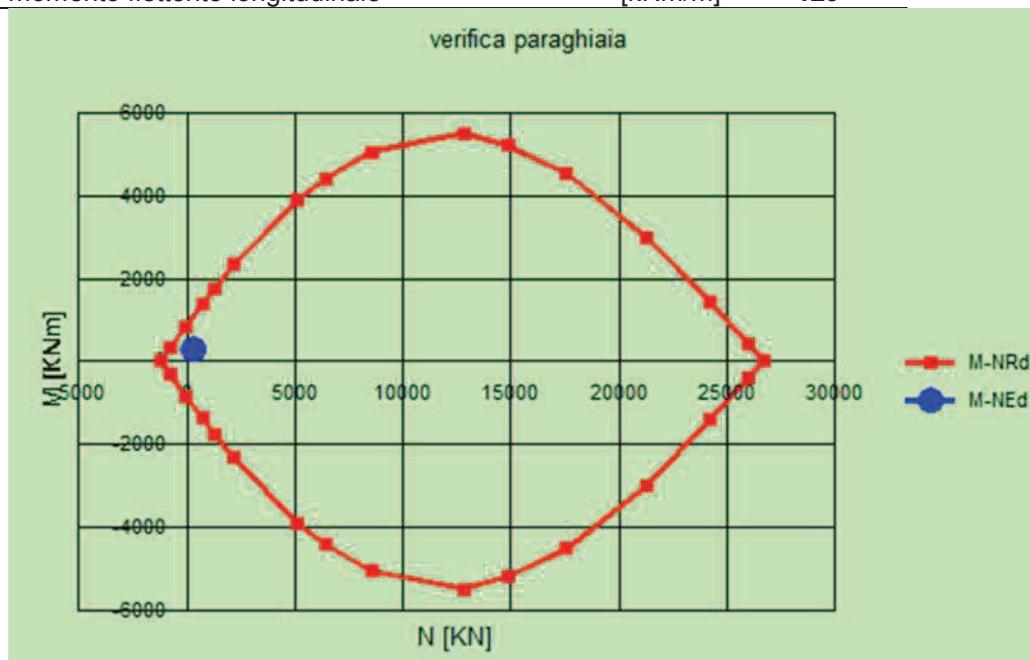
diametro armatura	ϕ	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	c'	[mm]	50
area armatura compressa strato	A'_s	[mm ²]	1571

armatura tesa

diametro armatura	ϕ	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	c	[mm]	50
area armatura compressa strato	A_s	[mm ²]	1571

sollecitazioni massime

sforzamento normale massimo	N_{Ed}	[kN/m]	346
momento flettente longitudinale	M_{Ed}	[kNm/m]	129



Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

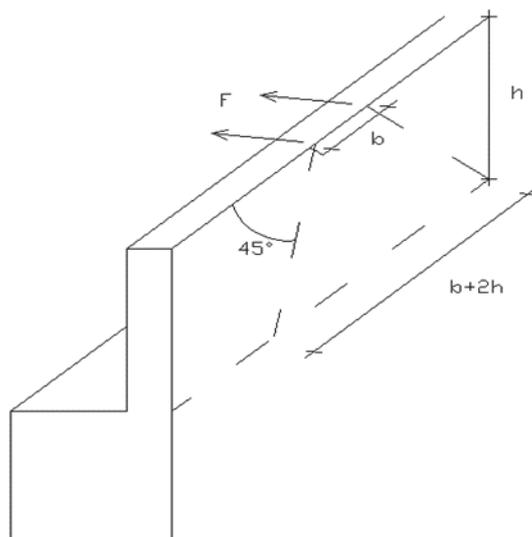
$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w [mm]	1000
altezza sezione	h [mm]	750
altezza utile sezione	d [mm]	700
armatura longitudinale	A_{sl} [mm ²]	1005
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0,001
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp} [MPa]	0,00
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} [MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd} [kN/m]	217
sfuerzo di taglio massimo	V_{Ed} [kN/m]	163

verificato

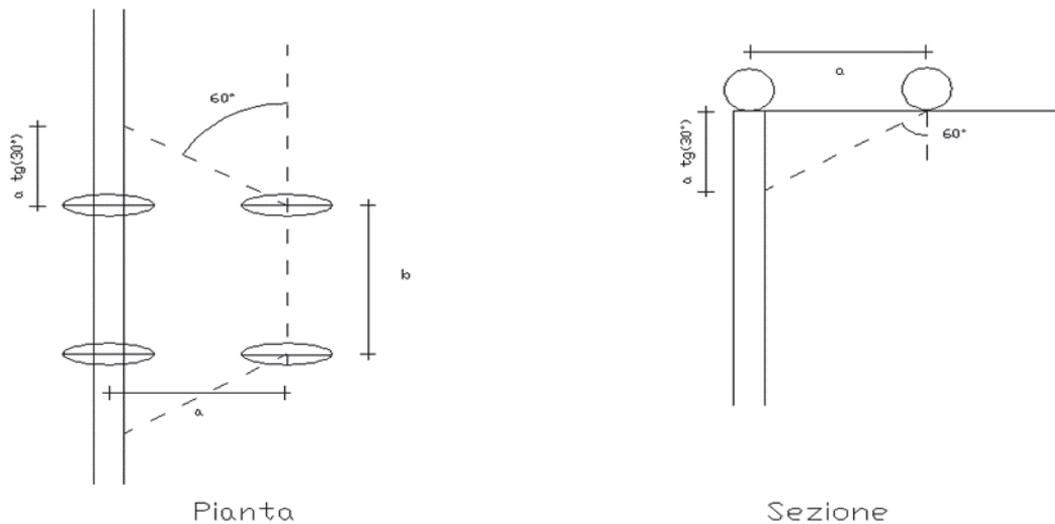
11.1.5 VERIFICA PARAGHIAIA

MURO PARAGHIAIA



Azione di frenatura

spessore	b_{Lp} [m]	0,40
altezza	h_p [m]	3,50
lunghezza	b_{Tp} [m]	12
asse di carico	Q_{1k} [kN]	600
azione di frenatura	F [kN]	360
distanza ruote	b [m]	2
momento muro paraghiaia	M_{Tp1} [kNm/m]	-140



distanza assi	a	[m]	1,2
proiezione verticale		[m]	0,69
proiezione in pianta		[m]	3,39
larghezza impronta	L_{imp}	[m]	9,69
momento muro paraghiaia	M_{Tp2}	[kNm/m]	-117,13
sforzo normale dovuto all'asse	N	[kN]	66,67
taglio totale	T	[kN]	77,14
momento totale	M_{tot}	[kNm/m]	-257,13

Azioni trasmesse dal terreno

peso specifico	γ	[kN/m ³]	18
carico uniforme sovraccarico	q	[kN/m ²]	20
coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{\phi'}$		1,00
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	ϕ'_k	[deg]	35
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	ϕ'_k	[deg]	35
angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0,00
coefficiente spinta attiva orizzontale	k_a		0,43
coefficiente spinta in quiete	k_o		0,43
spinta attiva terreno	$S_{a,t}$	[kN]	564,16
spinta attiva sovraccarico	$S_{a,s}$	[kN]	358,19
eccentricità spinta terreno	$e_{S_{a,t}}$	[m]	1,17

eccentricità spinta sovraccarico	$e_{Sa,s}$	[m]	1,75
momento spinta terreno	M_t	[kNm/m]	-54,85
momento spinta sovraccarico	M_s	[kNm/m]	-52,24

Condizione sismica

peso paraghiaia	W_p	[kN]	420
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	92
eccentricità base paraghiaia	e	[m]	1,75
momento forza sismica	M_s	[kNm/m]	-13,42
accelerazione orizzontale massima al sito	a_{max}	[m/s ²]	2,149314
fattore di struttura	q		1

Cuneo di terreno

			1+k_v	1-k_v
			1,11	0,89
metodo di analisi		Wood		
angolo di attrito del terreno	ϕ'_k	[deg]	35	35
angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0	0
angolo sismico	θ	[deg]	11,17	13,82
coefficiente di spinta attiva	K_a		0,3937	0,4315
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K_{ah}		0,3937	0,4315
incremento di coefficiente di spinta in fase sismica	ΔK_{ah}		-0,0327	0,0050
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	847	680
eccentricità muro	e_{Vm}	[m]	1,75	1,75
momento spinta	M_s	[kNm/m]	-123,58	-99,18
sfuerzo normale	N	[kN]	486,67	
taglio totale	T_{tot}	[kN]	1938,94	1679,59
momento totale	M_{tot}	[kNm]	-2929,06	2636,22

COMBINAZIONE AZIONI

STATO LIMITE ESERCIZIO

SLE						
combo		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1		420	922	0	0	-1285
2		487	999	0	0	-4371
3		460	922	0	0	-1285
4		460	922	0	0	-1285
M_{T,max}		487	999	0	0	-4371

STATO LIMITE ULTIMO

A1-M1						
combo		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1		567	1245	0	0	-1735
2		657	1361	0	0	-6363
3		567	1245	0	0	-1735
4		619	1245	0	0	-1735
M_{T,max}		657	1361	0	0	-6363

A2-M2						
combo		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1		420	922	0	0	-1285
2		497	1023	0	0	-5296
3		420	922	0	0	-1285
4		464	922	0	0	-1285
M_{T,max}		497	1023	0	0	-5296

1 + kv						
combo		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
SL		466	2048	0	0	-6493
M_{T,max}		466	2048	0	0	-6493

1 - kv						
combo		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
SL		374	1662	0	0	-5243
M_{T,max}		374	1662	0	0	-5243

Verifica a presso-flessione

geometria sezione

larghezza sezione	bTm	[m]	12,0
altezza sezione	bLm	[m]	0,4

armatura compressa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	22
interasse barre	i ϕ	[mm]	200
numero barre	n ϕ		60
copriferro di calcolo strato 1	c'1	[mm]	51
area armatura compressa strato 1	A's1	[mm ²]	22808

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	i ϕ	[mm]	200
numero barre	n ϕ		60
copriferro di calcolo strato 2	c'2	[mm]	51
area armatura compressa strato 2	A's2	[mm ²]	0
area armatura compressa	A's	[mm ²]	22808
rapporto geometrico di armatura	$\rho's$		0,48%

armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	22
interasse barre	i ϕ	[mm]	150
numero barre	n ϕ		80
copriferro di calcolo strato 1	c1	[mm]	51
area armatura tesa strato 1	A's1	[mm ²]	30411

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	16
interasse barre	i ϕ	[mm]	200
numero barre	n ϕ		60
copriferro di calcolo strato 2	c2	[mm]	83
area armatura tesa strato 2	A's2	[mm ²]	12064
area armatura tesa	A's	[mm ²]	42474
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0,88%
altezza utile	d	[mm]	340

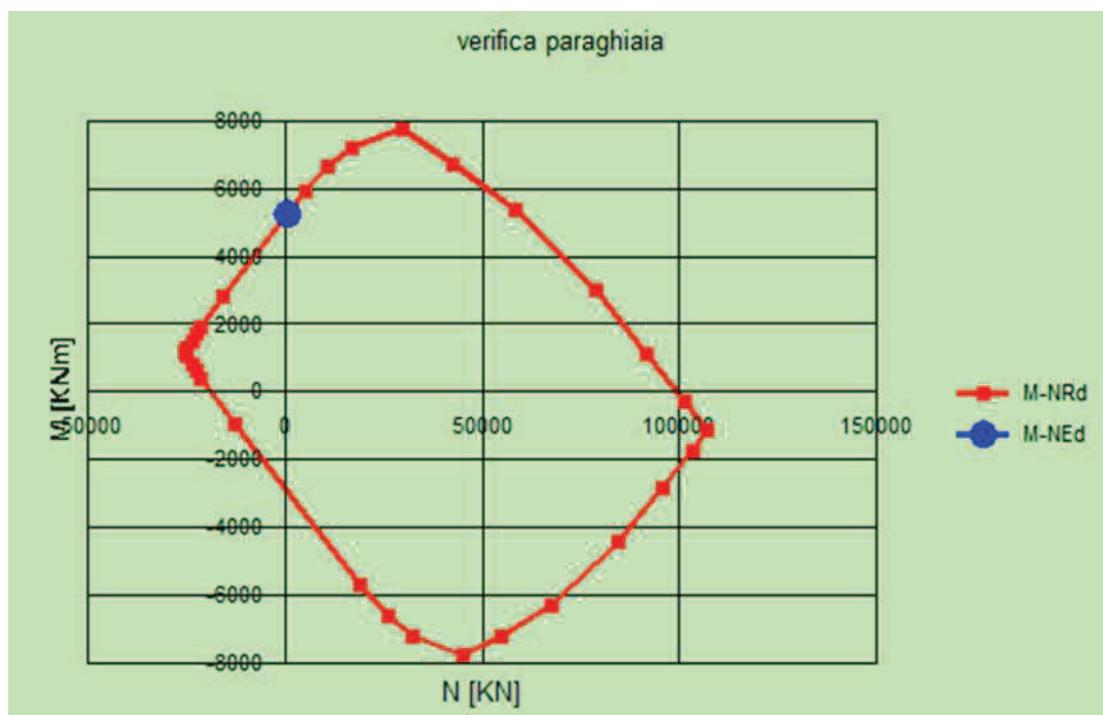
sollecitazioni massime

	N _{MAX}		
sforzo normale massimo	N _{MAX}	[kN]	657
momento flettente longitudinale	M _L	[kNm]	0
momento flettente trasversale	M _T	[kNm]	-6363

INSERIRE DOMINIO

		N_{MIN}	
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	374
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	0
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	-5243
<i>INSERIRE DOMINIO</i>			

		M_{TMAX}	
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	657
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	0
momento flettente trasversale	M_{TMAX}	[kNm]	-5243



Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

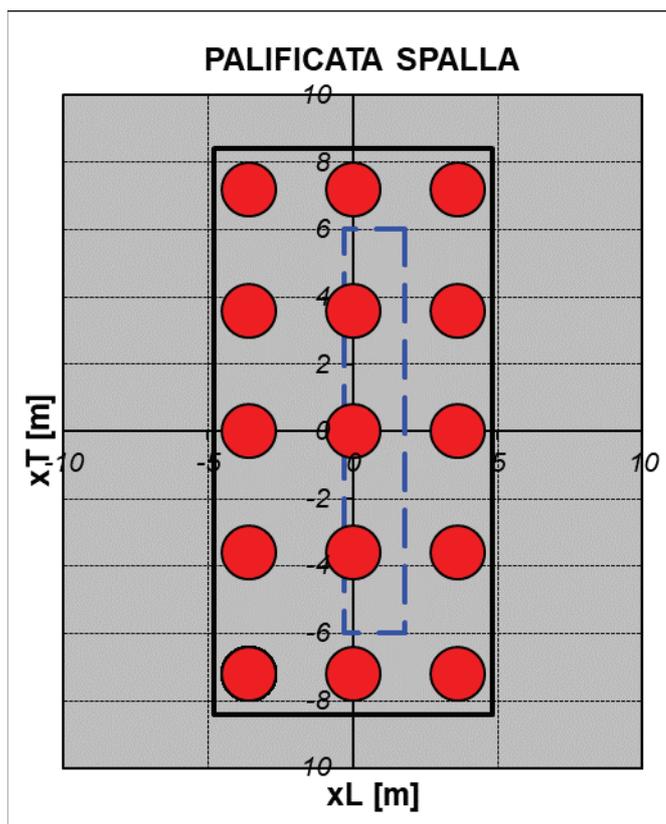
larghezza sezione	b_w	[mm]	12000
altezza sezione	h	[mm]	400
altezza utile sezione	d	[mm]	340
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	42474
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,010
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0,10

resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	2877
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	2048

verificato

11.1.6 VERIFICA FONDAZIONI

tipologia palificata			GRIGLIA
base longitudinale	BLz	[m]	9,60
base trasversale	BTz	[m]	16,80
diametro pali	\emptyset	[m]	1,2
numero pali longitudinali massimo	nL		3
numero pali trasversali massimo	nT		5
numero pali totali	n		15
intrasse pali longitudinale	iL	[m]	3,6
intrasse pali trasversale	iT	[m]	3,6
interasse minimo	i		3,0 \emptyset
distanza del palo dal bordo longitudinale	DL	[m]	1,2
distanza del palo dal bordo trasversale	DT	[m]	1,2



STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni intradosso zattera

combinazione A1-M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	31988	7476	0	0	2534
2	34581	7668	169	5930	6352
3	35201	9134	101	3624	8789
4	33581	7476	169	4145	3968
M_{T,MAX}	35201	9134	101	3624	8789

combinazione A2-M2	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	31988	7476	0	0	2534
2	34581	7668	169	5930	6352
3	35201	9134	101	3624	8789
4	33581	7476	169	4145	3968
M_{T,MAX}	35201	9134	101	3624	8789

combinazione sismica 1 + k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	26291	14866	957	4936	48646
S _T	26291	8761	3189	16452	16052
M_{T,MAX}	26291	14866	957	4936	48646

combinazione sismica 1 - k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	21099	12595	957	4936	42521
S _T	21099	7230	3189	16452	13926
M_{T,MAX}	21099	12595	957	4936	42521

Si riportano le sollecitazioni del palo, dedotte dalla relazione geotecnica:

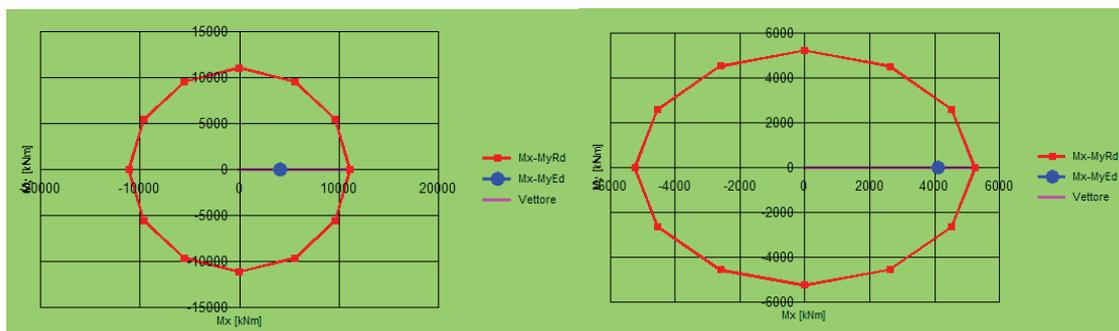
Elemento	Combinazione	N _{pmax} kN	N _{pmin} kN	T _{pmax} kN
SP1	12-SL1 (SIS:Nmax/min e Tmax)	5194	-1539	1008

momento incastro

M _{inc trasv} kNm	M _{inc Lon} kNm
4114	279

Verifica a presso-flessione geometria sezione

diametro palo	∅	[m]	1,2
diametro armatura longitudinale	φ	[mm]	26
numero barre	nφ		31
copriferro di calcolo	c	[mm]	79
interasse barre	iφ	[mm]	106



Verifica a taglio

diametro palo	\emptyset	[mm]	1200
area cerchio	A_{\emptyset}	[mm ²]	1130973
base equivalente al rettangolo	b_w	[mm]	1080
altezza utile equivalente al rettangolo	d	[mm]	873
area rettangolo equivalente	A_R	[mm ²]	943315,2
classe del calcestruzzo	R_{ck}	[MPa]	35
resistenza a compressione ridotta	f'_{cd}	[MPa]	9,7
resistenza a trazione di progetto	f_{yd}	[MPa]	391

taglio compressione

forza assiale di progetto	N_{Ed}	[kN]	4153
tensione media di compressione	σ_{cp}	[MPa]	3,7
coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c		1,19
resistenza di calcolo a "taglio compressione"	V_{Rcd}	[kN]	4890

taglio trazione

inclinazione puntone	θ	[deg]	45	
		[rad]	0,79	
inclinazione staffe	α	[deg]	90	
		[rad]	1,57	
diametro barre staffe	\emptyset	[mm]	16	20
numero bracci	n		2	
area staffa	A_{SW}	[mm ²]	402,1	0,0
passo	s	[mm]	100	500
resistenza di calcolo a "taglio trazione"	V_{Rsd}	[kN]	1237	0

resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1237
taglio sollecitante	V_{Ed}	[kN]	1008

verifica

ZATTERA											
STATO LIMITE ULTIMO											
Sollecitazioni intradosso zattera						Sollecitazioni intradosso zattera					
sforzamento normale	N	[kN]	26291			sforzamento normale massimo	N	[kN]	35201		
momento flettente massimo	M _T	[kNm]	48646			momento flettente	M _T	[kNm]	8789		
aggetto valle muro	A _v	[m]	3,0			aggetto valle muro	A _v	[m]	3,0		
aggetto monte muro	A _m	[m]	4,5			aggetto monte muro	A _m	[m]	4,5		
coeff. parziale peso zattera e rinterro	γ		1,0			coeff. parziale peso zattera e rinterro	γ		1,0		
peso rinterro	pr	[kN/m]	1663			peso rinterro	pr	[kN/m]	1663		
peso zattera	pz	[kN/m]	840			peso zattera	pz	[kN/m]	840		
Sollecitazioni sezione A						Sollecitazioni sezione A					
	x _{Li}	N _i	b _A	V _A	M _A		x _{Li}	N _i	b _A	V _A	M _A
	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]
fila 1	-3,6	2007	3,3	2007	6623	fila 1	-3,6	10513	3,3	10513	34693
fila 2	0,0	8764	0	0	0	fila 2	0,0	11734	0	0	0
fila 3	3,6	15520	0	0	0	fila 3	3,6	12954	0	0	0
fila 4	0,0	0	0	0	0	fila 4	0,0	0	0	0	0
fila 5	0,0	0	0	0	0	fila 5	0,0	0	0	0	0
fila 6	0,0	0	0	0	0	fila 6	0,0	0	0	0	0
fila 7	0,0	0	0	0	0	fila 7	0,0	0	0	0	0
peso rinterro		-7484	2,25	-7484	-16840	peso rinterro	0,0	-7484	2,25	-7484	-16840
peso zattera		-3780	2,25	-3780	-8505	peso zattera	0	-3780	2,25	-3780	-8505
totale				-9257	-18721	totale				-751	9348
Sollecitazioni sezione B						Sollecitazioni sezione B					
	x _{Li}	N _i	b _B	V _B	M _B		x _{Li}	N _i	b _B	V _B	M _B
	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]		[m]	[kN]	[m]	[kN]	[kNm]
fila 1	-3,6	2007	0	0	0	fila 1	-3,6	10513	0	0	0
fila 2	0,0	8764	0	0	0	fila 2	0,0	11734	0	0	0
fila 3	3,6	15520	1,8	15520	27936	fila 3	3,6	12954	1,8	12954	23318
fila 4	0,0	0	0	0	0	fila 4	0,0	0	0	0	0
fila 5	0,0	0	0	0	0	fila 5	0,0	0	0	0	0
fila 6	0,0	0	0	0	0	fila 6	0,0	0	0	0	0
fila 7	0,0	0	0	0	0	fila 7	0,0	0	0	0	0
peso zattera		-2520	1,5	-2520	-3780	peso zattera		-2520	1,5	-2520	-3780
totale				13000	24156	totale				10434	19538

Verifica a flessione grandezze di progetto

calcestruzzo

resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	[MPa]	16,5
deformazione ultima per compressione	ε _{cu}		0,0035

acciaio

tensione caratteristica di snervamento	f _{yd}	[MPa]	391
deformazione allo sverramento	ε _{sy}		0,0019

geometria sezione

larghezza sezione	b _{Tz}	[m]	16,8
altezza sezione	h _z	[m]	2,0

armatura superiore

strato 1

diametro armatura	φ	[mm]	26
interasse barre	iφ	[mm]	150
numero barre	nφ		112
copriferro di calcolo strato 1	c' ₁	[mm]	63

area armatura superiore strato 1	A'_{s1}	[mm ²]	59464
strato 2			
diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		84
copriferro di calcolo strato 2	c'_2	[mm]	63
area armatura superiore strato 2	A'_{s2}	[mm ²]	0
area armatura superiore	A'_s	[mm ²]	59464
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0,18%
armatura inferiore			
strato 1			
diametro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	150
numero barre	$n\phi$		112
copriferro di calcolo strato 1	c_1	[mm]	63
area armatura inferiore strato 1	A_{s1}	[mm ²]	59464
strato 2			
diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		84
copriferro di calcolo strato 2	c_2	[mm]	63
area armatura inferiore strato 2	A_{s2}	[mm ²]	0
area armatura inferiore	A_s	[mm ²]	59464
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0,18%
altezza utile	d	[mm]	1937
copriferro superiore di calcolo	d'	[mm]	63
parametro stress-block	λ		0,8
distanza estradosso sezione-asse neutro	y_n	[mm]	210
posizione asse neutro rottura bilanciata	y_{Bn}	[mm]	1256
			Rottura duttile
momento resistente	M_{Rd}	[kNm]	43605
momento sollecitante	M_{Ed}	[kNm]	24156
			verifica

Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w	[mm]	16800
altezza sezione	h	[mm]	2000
altezza utile sezione	d	[mm]	1937

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	59464
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,002
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	29
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	9001
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	6040

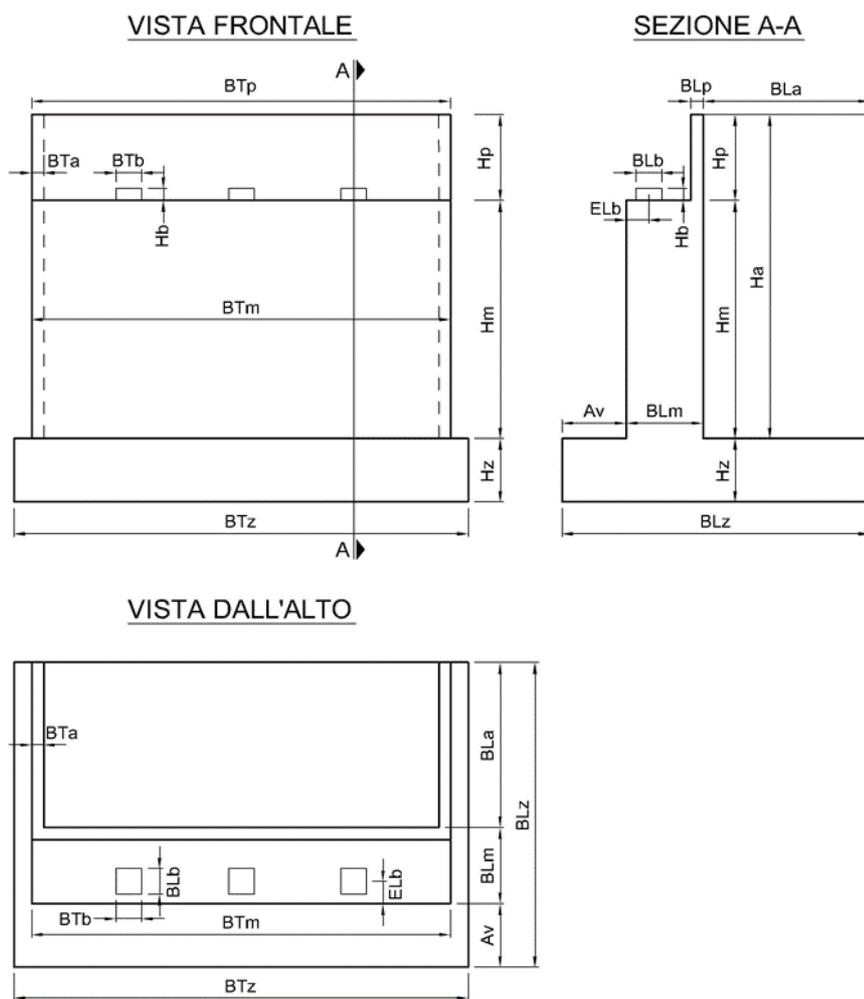
verificato

11.2 SPALLA SP2

11.2.1 GEOMETRIA E AZIONI

aggetto valle muro

A_v [m] 4



ANALISI DEI CARICHI E DELLE SOLLECITAZIONI

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

Peso proprio spalla

Paraghiaia

spessore	b_{Lp}	[m]	0,40
altezza	h_p	[m]	3,50

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

lunghezza	b_{Tp}	[m]	15,60
peso	W_p	[kN]	546
eccentricità muro	e_{Lm}	[m]	-0,85
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	-464
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	0,70
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	382

Muro frontale

spessore	b_{Lm}	[m]	2,10
altezza	h_m	[m]	4,85
lunghezza	b_{Tm}	[m]	15,60
peso	W_m	[kN]	3972
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	1,55
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	6157

Muri andatori

spessore medio	b_{Ta}	[m]	0,75
larghezza	b_{La}	[m]	7,10
altezza	h_a	[m]	8,35
numero			2
peso	W_a	[kN]	2223
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-3,05
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-6781

Zattera di fondazione

spessore	h_z	[m]	2,00
larghezza	b_{Lz}	[m]	13,20
lunghezza	b_{Tz}	[m]	16,80
peso	W_f	[kN]	11088

Terreno di rinterro

peso specifico	γ	[kN/m ³]	18,0
larghezza	b_{Lr}	[m]	7,10
lunghezza	b_{Tr}	[m]	14,10
altezza	h_r	[m]	8,35
peso	W_r	[kN]	15047
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-3,05
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-45892

Sovraccarichi permanenti portati

peso pavimentazione	spp	[kN/m ²]	3,0
larghezza	b _L	[m]	7,10
lunghezza	b _T	[m]	15,60
peso	W	[kN]	332
eccentricità fondazione	e _{Lz}	[m]	-3,05
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	-1013

Sovraccarichi variabili sulla spalla

peso carichi variabili		[kN/m ²]	20
larghezza	b _L	[m]	7,10
lunghezza	b _T	[m]	15,60
peso	W	[kN]	2215
eccentricità fondazione	e _{Lz}	[m]	-3,05
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	-6756

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Geometria impalcato

numero travi	n _t		3
luce campata di riva	L	[m]	35
coefficiente di influenza verticale	α _v		0,45
eccentricità muro	e _{Lm}	[m]	0,90
eccentricità fondazione	e _{Lz}	[m]	1,70

Carichi permanenti strutturali

peso proprio trave	ppt	[kN/m]	13,00
peso proprio soletta/trave	pps	[kN/m]	37,00
reazione totale	W _{pp}	[kN]	2363
momento muro di paramento	M _{Tm}	[kNm]	2126
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	4016

Carichi permanenti portati

permanenti portati/trave	spp	[kN/m]	19,00
reazione totale	W _{spp}	[kN]	898
momento muro di paramento	M _{Tm}	[kNm]	808
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	1526

Carichi mobili (Q_{ik} e q_{ik})

larghezza carreggiata	w	[m]	14,1
eccentricità asse carreggiata	e _T	[m]	0
numero corsie convenzionali	n _L		4

larghezza di una corsia	W_c	[m]	3	
larghezza zona rimanente	W_R	[m]	2,1	
			max N e	
componente da massimizzare			MT	max ML
CARICO ASSE (TS)				
carico asse corsia 1	Q_{1K}	[kN]	300	300
carico asse corsia 2	Q_{2K}	[kN]	200	200
carico asse corsia 3	Q_{3K}	[kN]	100	0
CARICO DISTRIBUITO (UDL)				
UDL corsia 1	q_{1K}	[kN/m ²]	9	9
UDL corsia 2	q_{2K}	[kN/m ²]	2,5	2,5
UDL corsia 3	q_{3K}	[kN/m ²]	2,5	2,5
UDL altre corsie	q_{iK}	[kN/m ²]	2,5	0
ecc corsia 1		[m]	5,520	5,520
ecc corsia 2		[m]	2,520	2,520
ecc corsia 3		[m]	-0,480	
ecc corsia 4		[m]	-4,50	
M UDL 1		[kNm/m]	149,0	149,0
M UDL 2		[kNm/m]	18,9	18,9
M UDL 3		[kNm/m]	-3,6	0,0
M UDL 4		[kNm/m]	-23,6	0,0
M UDL		[kNm]	2216,3	2645,1
M TS1		[kNm]	3312	3312
M TS2		[kNm]	1008	1008
M TS3		[kNm]	-96	0
M TS		[kNm]	4224	4320
Reazione verticale	N	[kN]	1944	1662
Momento trasversale muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	1750	1495
Momento trasversale fondazione	M_{Tz}	[kNm]	3305	2825
Momento longitudinale	M_L	[kNm]	6440	6965
coefficiente di combinazione	ψ_0		0,63	0,62

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

Spinta del cuneo di terreno

parametri geotecnici	$M1$		
coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{\phi'}$		1,00
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	ϕ'_k	[deg]	35
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	ϕ'_d	[deg]	35
angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0,0
coefficiente di spinta in quiete	K_0		0,4264
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K_0h		0,4264

altezza di terreno non spingente	h	[m]	0
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	4174
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2,78
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	11618
spinta terreno su muro+fondazione	S_z	[kN]	6413
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	3,45
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N_z	[kN]	0
eccentricità fondazione	e_{Tz}	[m]	-6,6
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	22126

Sovraccarichi permanenti portati

carico uniforme	q	[kN/m ²]	3,0
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	167
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	4,2
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	696
spinta terreno su muro+fondazione	S_z	[kN]	207
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	5,2
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N_z	[kN]	0
eccentricità fondazione	e_{Tz}	[m]	-6,6
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	1069

Sovraccarichi variabili sulla spalla

carico uniforme	q	[kN/m ²]	20
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	1111
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	4,2
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	4638
spinta terreno su muro+fondazione	S_z	[kN]	1377
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	5,2
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N_z	[kN]	0
eccentricità fondazione	e_{Tz}	[m]	-6,6
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	7126

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Azione di frenamento o accelerazione

azione di frenamento e accelerazione	V_L	[kN]	129
lunghezza totale impalcato	L_{tot}	[m]	240
coefficiente di influenza orizzontale	α_h		1,00
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	5,3
momento muro frontale	M_{Tm}	[kN]	675
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	7,3

momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kN]	932
----------------------------	----------	------	------------

Vento trasversale

pressione del vento	q_w	[kN/m ²]	1,30
altezza superficie investita	h_w	[m]	5,50
lunghezza totale impalcato	L	[m]	35
coefficiente di influenza orizzontale	α_h		0,45
azione trasversale del vento	V_T	[kN]	113
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	5,3
momento muro frontale	M_{Lm}	[kN]	591
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	7,3
momento intradosso zattera	M_{Lz}	[kN]	816

AZIONI SISMICHE

Valutazione dell'azione sismica

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA			
vita nominale	V_N	anni	50
<i>Classe d'uso</i>			III
coefficiente d'uso	C_U		1,5
periodo di riferimento per l'azione sismica	V_R	anni	75
Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV			
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	P_{VR}		10%
Periodo di ritorno dell'azione sismica	T_R	anni	712

PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA			
latitudine	LAT		43,8331
longitudine	LON		10,6007
accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	[m/s ²]	1,442
coefficiente di amplificazione spettrale massima	F_0		2,376
periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_{C^*}	[s]	0,294

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI STRATIGRAFICHE			
<i>Categoria di sottosuolo</i>			C
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s		1,49
coefficiente di sottosuolo	C_c		1,57
<i>Categoria topografica</i>			T1
coefficiente di amplificazione topografica	S_T		1,00
$S_s \times S_T$	S		1,490
coefficiente di smorzamento viscoso	ξ		5%

$$\sqrt{10/(5+\xi)} \quad \eta \quad 1,00$$

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

Componenti orizzontali

periodo di inizio tratto a v = cost	T_C	s	0,46
periodo di inizio tratto ad a = cost	T_B	s	0,15
periodo di inizio tratto a s = cost	T_D	s	2,19

Componenti verticali

coefficiente di amplificazione spettrale massima	F_v		1,23
periodo di inizio tratto a v = cost	T_C	s	0,15
periodo di inizio tratto ad a = cost	T_B	s	0,05
periodo di inizio tratto a s = cost	T_D	s	1,00

PARAMETRI DI ANALISI

accelerazione orizzontale massima al sito	a_{max}	[m/s ²]	2,149	
fattore di struttura	q		1	
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m		1,00	1
coefficiente sismico orizzontale	$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$		0,219	
coefficiente sismico verticale	$k_v = \pm k_h/2$		0,110	

Impalcato

peso proprio impalcato + carichi permanenti portati	p	[kN/m]	207
peso totale impalcato	W_{tot}	[kN]	3260
periodo fondamentale longitudinale	T_L	[s]	2,15
accelerazione spettrale longitudinale	S_{eL}	[m/s ²]	1,1
forza sismica longitudinale totale	F_L	[kN]	542
peso campata	W_1	[kN]	7245
coefficiente di influenza orizzontale	α_h		1,00
periodo fondamentale trasversale	T_T	[s]	2,17
accelerazione spettrale trasversale	S_{eT}	[m/s ²]	1,1
forza sismica trasversale totale	F_T	[kN]	446
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	5,3
momento muro frontale	M_{Tm}	[kN]	2846
momento muro frontale	M_{Lm}	[kN]	2342
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	7,3
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kN]	3930
momento intradosso zattera	M_{Lz}	[kN]	3234

Paraghiaia

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

peso	W_p	[kN]	546		
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	120		
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	6,6		
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	790		
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	8,6		
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	1029		
Muro frontale					
peso	W_p	[kN]	3972		
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	870		
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2,4		
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	2110		
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	4,4		
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	3851		
Muri andatori					
peso	W_p	[kN]	2223		
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	487		
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2,4		
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	1181		
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	4,4		
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	2155		
Zattera di fondazione					
peso	W_p	[kN]	11088		
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]			
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	1,0		
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	0		
Terreno di rinterro					
peso	W_p	[kN]	15047		
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	3297		
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2,4		
momento muro frontale	$M_{Tm} =$ M_{Lm}	[kN]	7994		
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	4,4		
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	14587		
Cuneo di terreno					
			1+k_v	1-k_v	
			1,110	0,89	
metodo di analisi		Wood			
angolo di attrito del terreno	$\phi'k$	[deg]	35	35	
angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0	0	
angolo sismico	θ	[deg]	11,17	13,82	
coefficiente di spinta attiva	K_a		0,3937	0,4315	

componente orizzontale del coefficiente di spinta	K_{ah}		0,3937	0,4315
incremento di coefficiente di spinta in fase sismica	ΔK_{ah}		-0,0327	0,0050
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	4388	3521
eccentricità muro	e_{Vm}	[m]	4,18	4,18
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	18318	14701
spinta terreno su muro+fondazione	S_z	[kN]	6705	5400
eccentricità fondazione	e_{Vz}	[m]	5,2	5,2
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	34699	27945

11.2.2 SOLLECITAZIONI RISULTANTI – VALORI CARATTERISTICI

SOLLECITAZIONI RISULTANTI - VALORI CARATTERISTICI

BASE MURO FRONTALE

STATICA		N [kN]	V_L [kN]	V_T [kN]	M_L [kNm]	M_T [kNm]
peso proprio spalla	g1	4518	0	0	0	-464
spinte terreno di rinterro	g4	0	4174	0	0	11618
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	167	0	0	696
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	1111	0	0	4638
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	2363	0	0	0	2126
carichi permanenti portati su impalcato	r2	898	0	0	0	808
attrito dei vincoli	r3	0	0	0	0	0
carichi mobili su impalcato - max N e M_T	r4	1944	0	0	6440	1750
carichi mobili su impalcato - max M_L	r5	1662	0	0	6965	1495
frenatura / accelerazione	f	0	129	0	0	675
vento trasversale	w	0	0	113	591	0
	totale	11384	5580	113	13997	23342

INTRADOSO ZATTERA

STATICA		N [kN]	V_L [kN]	V_T [kN]	M_L [kNm]	M_T [kNm]
peso proprio spalla	g1	17829	0	0	0	-242
peso proprio terreno di rinterro	g2	15047	0	0	0	-45892
sovraccarichi permanenti su spalla	g3	332	0	0	0	-1013
spinte terreno di rinterro	g4	0	6413	0	0	22126
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	207	0	0	1069
sovraccarichi variabili su spalla	q1	2215	0	0	0	-6756
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	1377	0	0	7126
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	2363	0	0	0	4016
carichi permanenti portati su impalcato	r2	898	0	0	0	1526
attrito dei vincoli	r3	0	0	0	0	0
carichi mobili su impalcato - max N e M_T	r4	1944	0	0	6440	3305
carichi mobili su impalcato - max M_L	r5	1662	0	0	6965	2825
frenatura / accelerazione	f	0	129	0	0	932
vento trasversale	w	0	0	113	816	0
	totale	42289	8126	113	14222	-10978

11.2.3 VERIFICA MURO FRONTALE

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	7778	4341	0	0	14784
2	9723	4469	113	7031	17209
3	9002	5452	68	4409	20524
4	9002	4341	113	4646	15886
M_{T,max}	9002	5452	68	4409	20524

STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione A1-M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	10501	5860	0	0	19959
2	13125	6053	169	9581	23333
3	12153	7527	101	6006	28403
4	12153	5860	169	6360	21446
M_{T,max}	12153	7527	101	6006	28403

combinazione A2-M2	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	10501	5860	0	0	19959
2	13125	6053	169	9581	23333
3	12153	7527	101	6006	28403
4	12153	5860	169	6360	21446
M_{T,max}	12153	7527	101	6006	28403

combinazione sismica 1 + k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	5013	15265	1420	3971	50352
S _T	5013	8814	4733	13236	27912
M_{T,max}	5013	15265	1420	3971	50352

combinazione sismica 1 - k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	4023	13204	1420	3971	43123
S _T	4023	7359	4733	13236	23214
M_{T,max}	4023	13204	1420	3971	43123

Verifica a presso-flessione

geometria sezione

larghezza sezione	bTm	[m]	15,6
-------------------	-----	-----	------

altezza sezione	bLm	[m]	2,1
-----------------	-----	-----	-----

armatura compressa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	24
interasse barre	$i\phi$	[mm]	100
numero barre	$n\phi$		155
copriferro di calcolo strato 1	c'_1	[mm]	52
area armatura compressa strato 1	A'_{s1}	[mm ²]	70121

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		78
copriferro di calcolo strato 2	c'_2	[mm]	52
area armatura compressa strato 2	A'_{s2}	[mm ²]	0

area armatura compressa	A'_s	[mm ²]	70121
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0,21%

armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	24
interasse barre	$i\phi$	[mm]	100
numero barre	$n\phi$		155
copriferro di calcolo strato 1	c_1	[mm]	52
area armatura tesa strato 1	A_{s1}	[mm ²]	70121

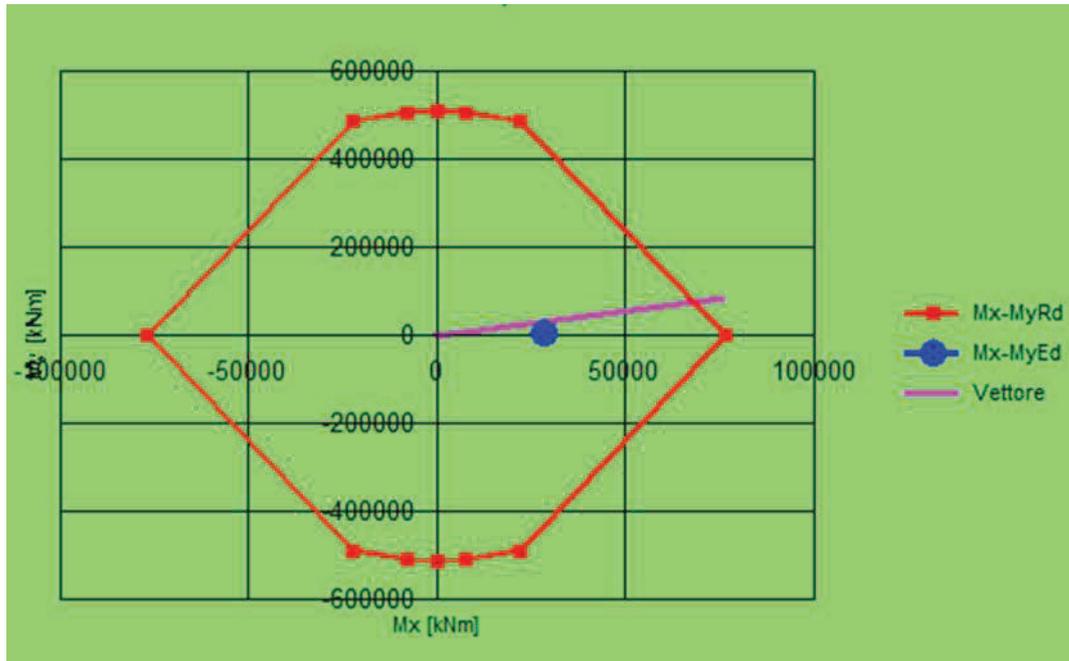
strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		78
copriferro di calcolo strato 2	c_2	[mm]	52
area armatura tesa strato 2	A_{s2}	[mm ²]	0

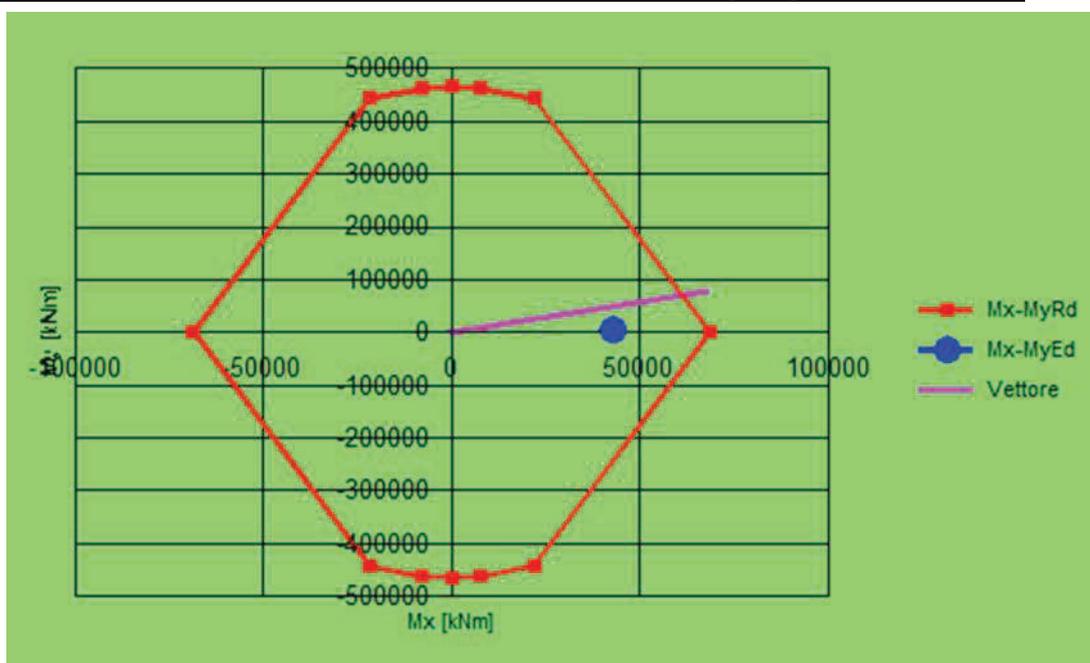
area armatura tesa	A_s	[mm ²]	70121
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0,21%
altezza utile	d	[mm]	2048

sollecitazioni massime

	N_{MAX}		
sfuerzo normale massimo	N_{MAX}	[kN]	12153
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	6006
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	28403

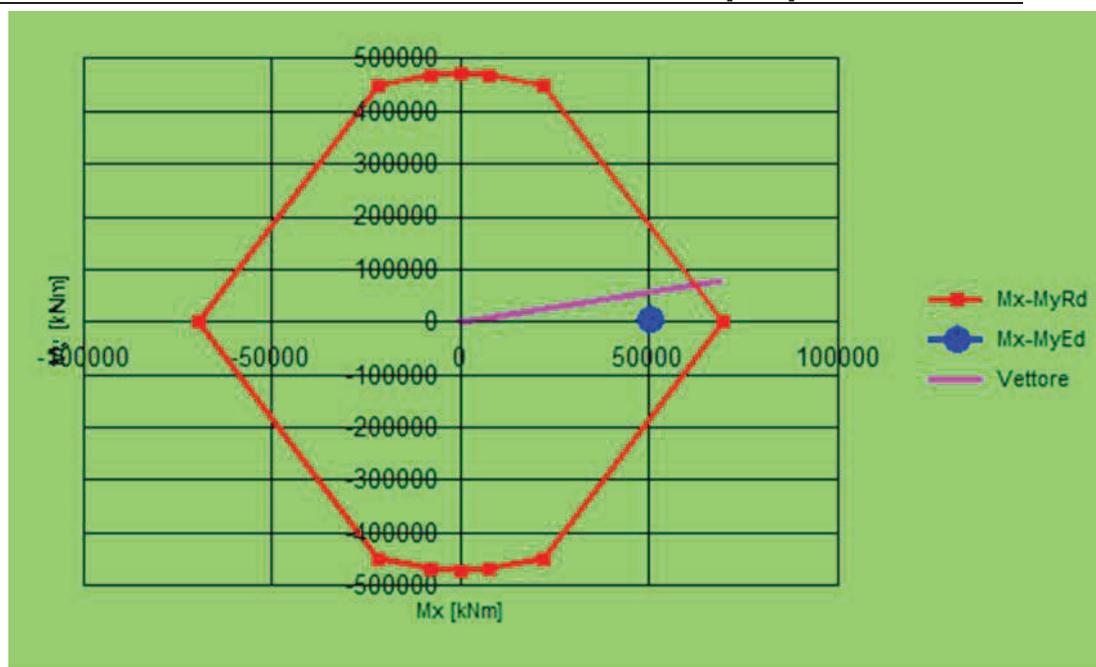


	N_{MIN}		
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	4023
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	3971
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	43123



	M_{TMAX}		
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	5013

momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	3971
momento flettente trasversale	M_{TMAX}	[kNm]	50352



Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w	[mm]	15600
altezza sezione	h	[mm]	2100
altezza utile sezione	d	[mm]	2048
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	70121
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,002
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0,15
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	10489
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	15265

**non
verificato**

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	15600
altezza sezione	h	[mm]	2100
altezza utile sezione	d	[mm]	2048
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		33
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	300

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

area dell'armatura trasversale	A_{sw}	[mm ²]	6635
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18,8
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\cot \theta$		1,0
angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave	θ	[DEG]	45
sfuerzo normale di calcolo	N_{Ed}	[kN]	4023
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0,15
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1,01
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	15952
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9,4
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	136339
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	15952
sfuerzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	15265

verificato

11.2.4 VERIFICA MURO ANDATORE

Muro andatore parte inferiore

spessore	b_{Ta}	[m]	1,50
altezza	h_a	[m]	4,85
lunghezza	b_{La}	[m]	7,10
numero			2
peso	W_{p1}	[kN]	1743

Muro andatore parte superiore

spessore	b_{Ta}	[m]	0,75
altezza	h_a	[m]	3,50
lunghezza	b_{La}	[m]	7,10
numero			2
peso	W_{p2}	[kN]	629

Bandiera

geometria(Trapez. T / Rett. R)			T
spessore	b_{To}	[m]	0,50
altezza massima (lato incastrato)	$h_{o,max}$	[m]	5,00
altezza minima (lato libero)	$h_{o,min}$	[m]	2,50
lunghezza	b_{Lo}	[m]	0,00
numero			2
peso	W_a	[kN]	0

Spinta terreno su muro andatore

angolo di attrito del terreno	ϕ'_k	[deg]	35
coefficiente di spinta attiva	K_a		0,27
peso specifico	γ	[kN/m ³]	18
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	1630
carico uniforme sovraccarico	q	[kN/m ²]	20
spinta sovraccarico	S_m	[kN]	434

Spinta terreno su bandiera

angolo di attrito del terreno	ϕ'_k	[deg]	35
coefficiente di spinta attiva	K_a		0,27
peso specifico	γ	[kN/m ³]	18
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	0
carico uniforme sovraccarico	q	[kN/m ²]	20
spinta sovraccarico	S_m	[kN]	0

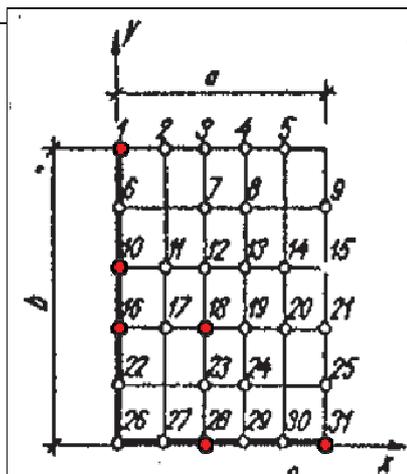
CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Parametri tabelle Bares

a [m]	7,10
b [m]	8,35
gamma= a/b	0,85

	UDL	TRIANG
qa ² [kN]	273	2053
qb ² [kN]	378	2840

Coordinate punti caratteristici



Punti	X [m]	Y [m]
1	0,00	8,35
10	0,00	5,01
16	0,00	3,34
18	2,84	3,34
28	2,84	0,00
31	7,10	0,00

Calcolo sollecitazioni bandiera

Momento	M_z	[kNm/m]	0
Taglio	V_T	[kN/m]	0

Calcolo sollecitazioni muro

A1+M1			
Punti	Momento	[kNm/m]	
1	M_z	-324	
10	M_z	-228	
16	M_z	-174	
18	M_L	0	
28	M_L	-214	
31	M_L	-388	

Calcolo approssimato sollecitazioni mensola orizzontale

Momento	M_z	[kNm/m]	877
Taglio	V_T	[kN/m]	247

VERIFICHE MURO ANDATORE

STATO LIMITE ULTIMO

Verifica a flessione orizzontale (armatura orizzontale)

geometria sezione

larghezza sezione	b	[m]	1,0
altezza sezione	h	[m]	1,5

armatura compressa

diametro armatura	ϕ	[mm]	16
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	c'	[mm]	50
area armatura compressa strato	A'_s	[mm ²]	1005

armatura tesa

diametro armatura	ϕ	[mm]	16
interasse barre	$i\phi$	[mm]	100
numero barre	$n\phi$		10
copriferro di calcolo strato	c	[mm]	50
area armatura compressa strato	A_s	[mm ²]	2011

sollecitazioni massime

momento di progetto	M_{Ed}	[kNm/m]	324
momento resistente	M_{Rd}	[kNm/m]	1506

verificato

Verifica a presso-flessione verticale (armatura verticale)

geometria sezione

larghezza sezione	b	[m]	1,0
altezza sezione	h	[m]	1,5

armatura compressa

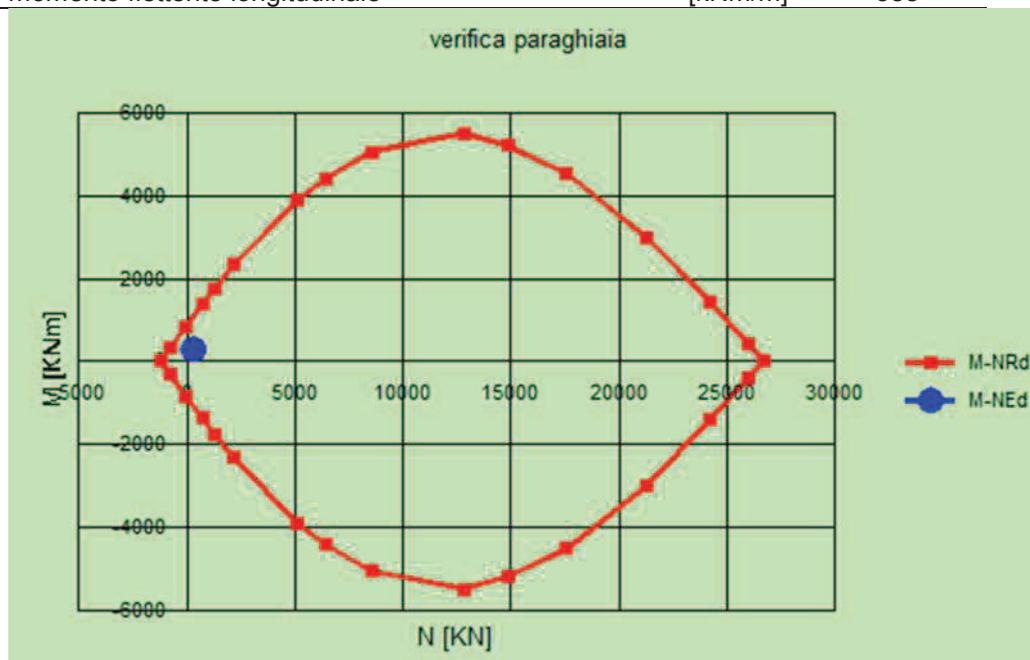
diametro armatura	ϕ	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	c'	[mm]	50
area armatura compressa strato	A'_s	[mm ²]	1571

armatura tesa

diametro armatura	ϕ	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		5
copriferro di calcolo strato	c	[mm]	50
area armatura compressa strato	A_s	[mm ²]	1571

sollecitazioni massime

sfuerzo normale massimo	N_{Ed}	[kN/m]	334
momento flettente longitudinale	M_{Ed}	[kNm/m]	388



Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

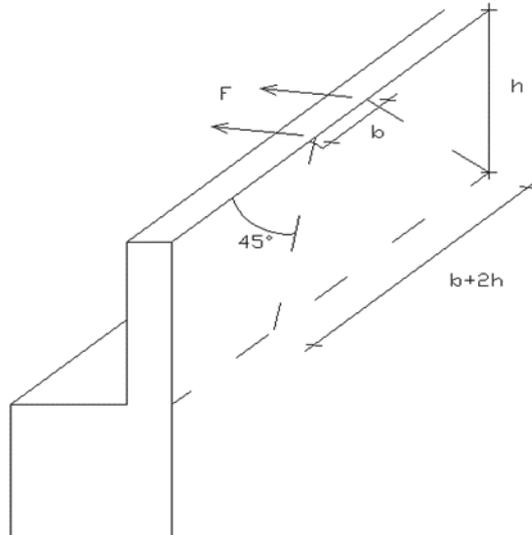
$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	750
altezza utile sezione	d	[mm]	700
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	2011
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,003
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0,00
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN/m]	273
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN/m]	247

verificato

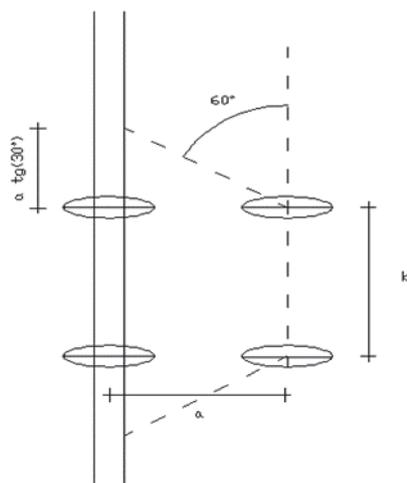
11.2.5 VERIFICA MURO PARAGHIAIA

MURO PARAGHIAIA

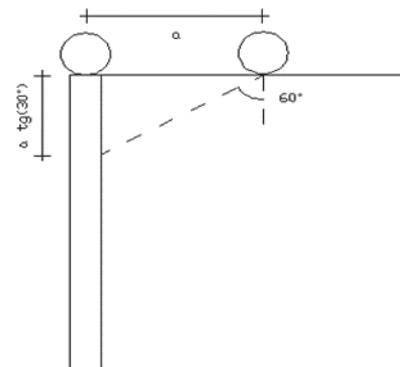


Azione di frenatura

spessore	b_{Lp}	[m]	0,40
altezza	h_p	[m]	3,50
lunghezza	b_{Tp}	[m]	15,6
asse di carico	Q_{1k}	[kN]	600
azione di frenatura	F	[kN]	360
distanza ruote	b	[m]	2
momento muro paraghiaia	M_{Tp1}	[kNm/m]	-140

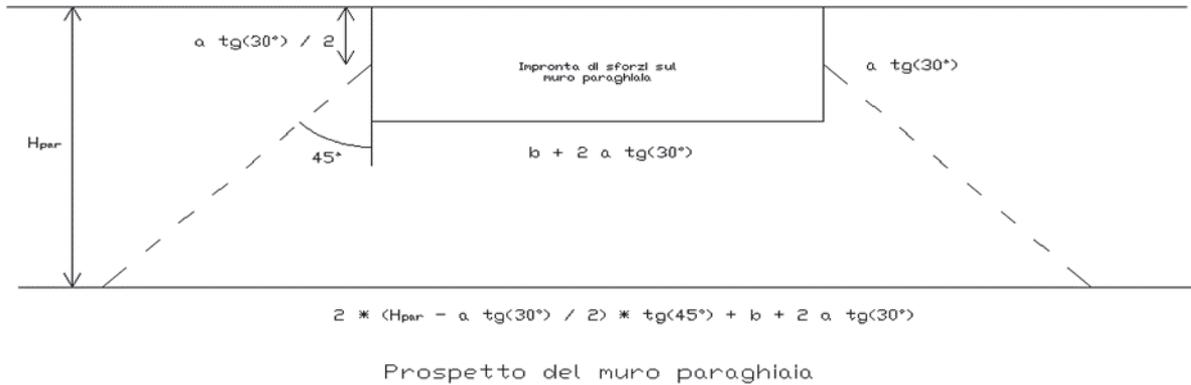


Pianta



Sezione

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



distanza assi	a	[m]	1,2
proiezione verticale		[m]	0,69
proiezione in pianta		[m]	3,39
larghezza impronta	L_{imp}	[m]	9,69
momento muro paraghiaia	M_{Tp2}	[kNm/m]	-117,13
sforzo normale dovuto all'asse	N	[kN]	66,67
taglio totale	T	[kN]	77,14
momento totale	M_{tot}	[kNm/m]	-257,13

Azioni trasmesse dal terreno

peso specifico	γ	[kN/m ³]	18
carico uniforme sovraccarico	q	[kN/m ²]	20
coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{\phi'}$		1,00
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	ϕ'_k	[deg]	35
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	ϕ'_k	[deg]	35
angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0,00
coefficiente spinta attiva orizzontale	k_a		0,43
coefficiente spinta in quiete	k_o		0,43
spinta attiva terreno	$S_{a,t}$	[kN]	733,40
spinta attiva sovraccarico	$S_{a,s}$	[kN]	465,65
eccentricità spinta terreno	$e_{Sa,t}$	[m]	1,17
eccentricità spinta sovraccarico	$e_{Sa,s}$	[m]	1,75
momento spinta terreno	M_t	[kNm/m]	-54,85
momento spinta sovraccarico	M_s	[kNm/m]	-52,24

Condizione sismica

peso paraghiaia	W_p	[kN]	546
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	120
eccentricita base paraghiaia	e	[m]	1,75
momento forza sismica	M_s	[kNm/m]	-13,42
accelerazione orizzontale massima al sito	a_{max}	[m/s ²]	2,149314
fattore di struttura	q		1

Cuneo di terreno

			1+k _v	1-k _v
			1,11	0,89
metodo di analisi		Wood		
angolo di attrito del terreno	φ'_k	[deg]	35	35
angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0	0
angolo sismico	θ	[deg]	11,17	13,82
coefficiente di spinta attiva	K_a		0,3937	0,4315
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K_{ah}		0,3937	0,4315
incremento di coefficiente di spinta in fase sismica	ΔK_{ah}		-0,0327	0,0050
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	1102	884
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	1,75	1,75
momento spinta	M_s	[kNm/m]	-123,58	-99,18
sfuerzo normale	N	[kN]	612,67	
taglio totale	T_{tot}	[kN]	2497,48	2160,32
momento totale	M_{tot}	[kNm]	-3807,78	-3427,09

COMBINAZIONE AZIONI						
STATO LIMITE ESERCIZIO						
SLE						
combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	
1	546	1199	0	0	-1671	
2	613	1276	0	0	-5682	
3	586	1199	0	0	-1671	
4	586	1199	0	0	-1671	
M_{T,max}	613	1276	0	0	-5682	
STATO LIMITE ULTIMO						
A1-M1						
combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	
1	737	1619	0	0	-2255	
2	827	1734	0	0	-8272	
3	737	1619	0	0	-2255	
4	789	1619	0	0	-2255	
M_{T,max}	827	1734	0	0	-8272	
A2-M2						
combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	
1	546	1199	0	0	-1671	
2	623	1299	0	0	-6885	
3	546	1199	0	0	-1671	
4	590	1199	0	0	-1671	
M_{T,max}	623	1299	0	0	-6885	
1 + kv						
combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	
SL	606	2637	0	0	-8441	
M_{T,max}	606	2637	0	0	-8441	
1 - kv						
combo	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]	
SL	486	2140	0	0	-6816	
M_{T,max}	486	2140	0	0	-6816	

Verifica a presso-flessione

geometria sezione

larghezza sezione	bTm	[m]	15,6
altezza sezione	bLm	[m]	0,4

armatura compressa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	20
interasse barre	i ϕ	[mm]	200
numero barre	n ϕ		78
copriferro di calcolo strato 1	c'1	[mm]	50
area armatura compressa strato 1	A's1	[mm ²]	24504

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	i ϕ	[mm]	200
numero barre	n ϕ		78
copriferro di calcolo strato 2	c'2	[mm]	50
area armatura compressa strato 2	A's2	[mm ²]	0
area armatura compressa	A's	[mm ²]	24504
rapporto geometrico di armatura	$\rho's$		0,39%

armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	22
interasse barre	i ϕ	[mm]	100
numero barre	n ϕ		155
copriferro di calcolo strato 1	c1	[mm]	51
area armatura tesa strato 1	A's1	[mm ²]	58921

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	i ϕ	[mm]	200
numero barre	n ϕ		78
copriferro di calcolo strato 2	c2	[mm]	51
area armatura tesa strato 2	A's2	[mm ²]	0
area armatura tesa	A's	[mm ²]	58921
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0,94%
altezza utile	d	[mm]	349

sollecitazioni massime

	N_{MAX}		
sforzo normale massimo	N_{MAX}	[kN]	827
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	0
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	-8272

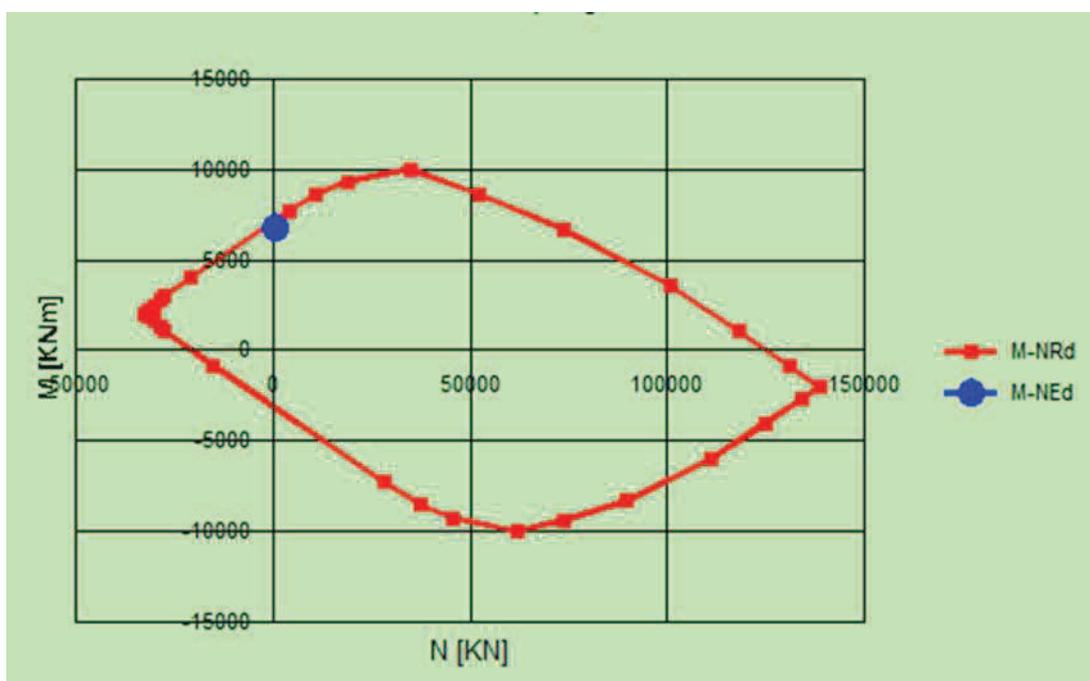
INSERIRE DOMINIO

N_{MIN}

sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	486
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	0
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	-6816

INSERIRE DOMINIO

	M_{TMAX}		
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	827
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	0
momento flettente trasversale	M_{TMAX}	[kNm]	-6816



Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

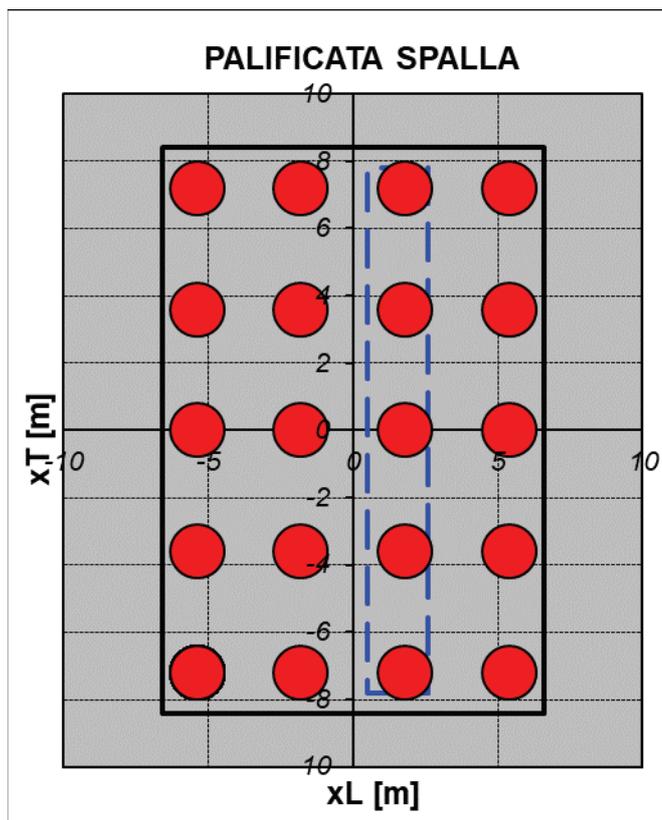
larghezza sezione	b_w	[mm]	15600
altezza sezione	h	[mm]	400
altezza utile sezione	d	[mm]	349
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	58921
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0,011
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0,10
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33

resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	3867
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	2637

verificato

11.2.6 VERIFICA PALI

		GRIGLIA	
tipologia palificata			
base longitudinale	BLz	[m]	13,20
base trasversale	BTz	[m]	16,80
diametro pali	\emptyset	[m]	1,2
numero pali longitudinali massimo	nL		4
numero pali trasversali massimo	nT		5
numero pali totali	n		20
intrasse pali longitudinale	iL	[m]	3,6
intrasse pali trasversale	iT	[m]	3,6
interasse minimo	i		3,0 \emptyset
distanza del palo dal bordo longitudinale	DL	[m]	1,2
distanza del palo dal bordo trasversale	DT	[m]	1,2



STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni intradosso zattera

combinazione A1-M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	49232	8937	0	0	-24853
2	51857	9130	169	9919	-18993
3	54208	11002	101	6208	-21489
4	50885	8937	169	6698	-22044
M_{T,MAX}	51857	9130	169	9919	-18993

combinazione A2-M2	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	49232	8937	0	0	-24853
2	51857	9130	169	9919	-18993
3	54208	11002	101	6208	-21489
4	50885	8937	169	6698	-22044
M_{T,MAX}	51857	9130	169	9919	-18993

combinazione sismica 1 + k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	40463	19366	1566	7457	39825
S _T	40463	10951	5220	24856	-2351
M_{T,MAX}	40463	19366	1566	7457	39825

combinazione sismica 1 - k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	32473	16610	1566	7457	37105
S _T	32473	9109	5220	24856	-344
M_{T,MAX}	32473	16610	1566	7457	37105

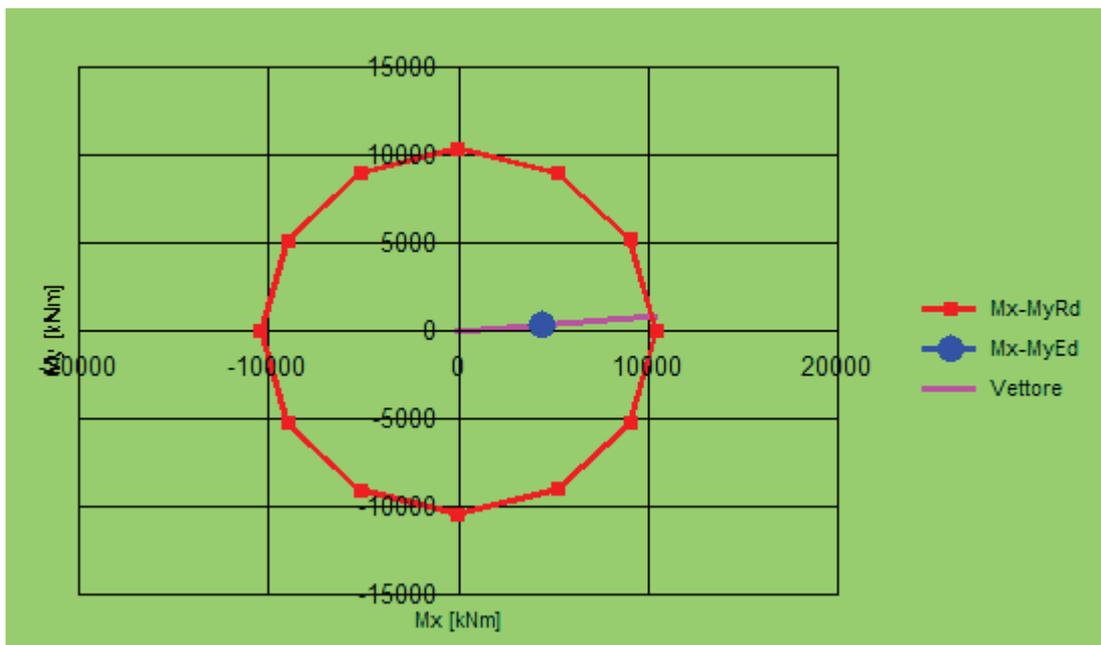
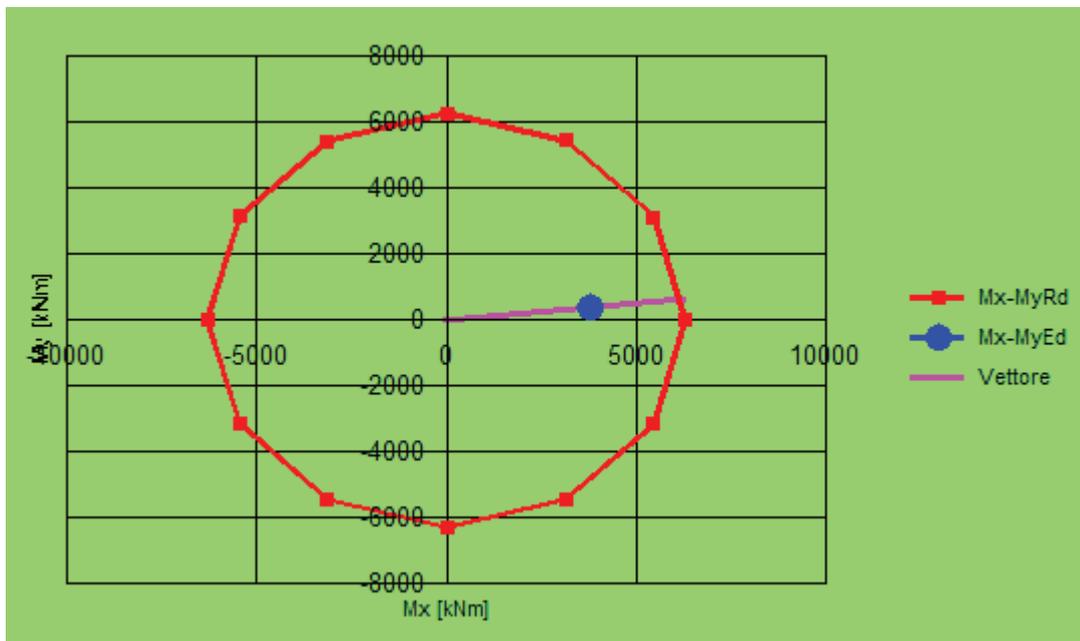
Si riportano le sollecitazioni più significative del palo, dedotte dalla relazione di calcolo geotecnica:

Elemento	Combinazione	N _{pmax} kN	N _{pmin} kN	T _{pmax} kN
SP2	4-STA (Nmax e Tmax)	3290	2149	552
	12-SL1 (Nmax sis e Tmax)	4300	-304	971
	13-SL2 (Nmin sis)	3697	-450	834

M inc trasv kNm	M inc Lon kNm
2497	23
4384	354
3760	354

Verifica a presso-flessione geometria sezione

diametro palo	∅	[m]	1,2
diametro armatura longitudinale	φ	[mm]	26
numero barre	nφ		32
copri ferro di calcolo	c	[mm]	79
interasse barre	iφ	[mm]	102



Verifica a taglio			
diámetro palo	\emptyset	[mm]	1200
area cerchio	A_{\emptyset}	[mm ²]	1130973
base equivalente al rettangolo	b_W	[mm]	1080
altezza utile equivalente al rettangolo	d	[mm]	902
area rettangolo equivalente	A_R	[mm ²]	973728
classe del calcestruzzo	R_{ck}	[MPa]	30
resistenza a compressione ridotta	f_{cd}	[MPa]	8,3
resistenza a trazione di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
taglio compressione			
forza assiale di progetto	N_{Ed}	[kN]	0
tensione media di compressione	σ_{cp}	[MPa]	0,0
coefficiente maggiorativo per membrane compresse	α_c		1,00
resistenza di calcolo a "taglio compressione"	V_{Rcd}	[kN]	3637
taglio trazione			
	$\cot \theta$		1,0
inclinazione puntone	θ	[deg]	45
		[rad]	0,79
inclinazione staffe	α	[deg]	90
		[rad]	1,57
diámetro barre staffe	\emptyset	[mm]	16
numero bracci	n		2
area staffa	A_{SW}	[mm ²]	402,1
passo	s	[mm]	100
resistenza di calcolo a "taglio trazione"	V_{Rsd}	[kN]	1276
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1276
taglio sollecitante	V_{Ed}	[kN]	834
			verifica

12 VERIFICA PILE

12.1 FUSTO PILA P2

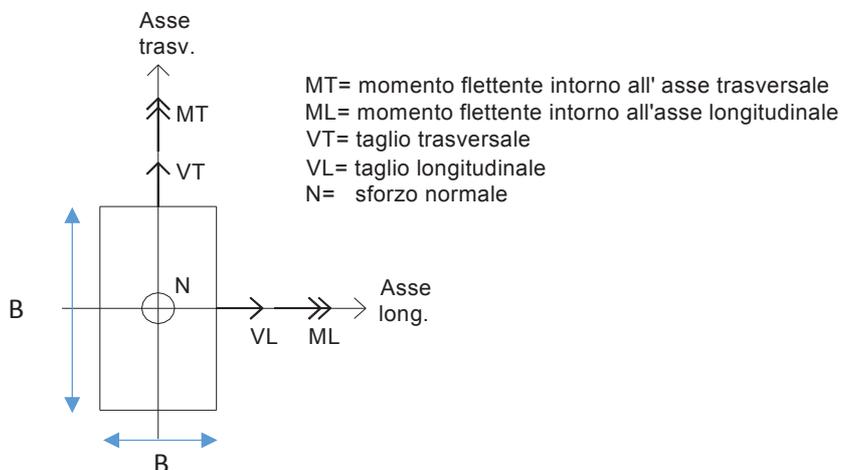
Si riporta di seguito il calcolo delle azioni, combinate agli stati limite ultimi.

Al termine del foglio di calcolo sono riportate le azioni massime all'attacco del fusto, in termini di:

- N Azione massima di compressione;
- M_L Massimo momento flettente longitudinale;
- M_{Tr} Massimo momento flettente trasversale.

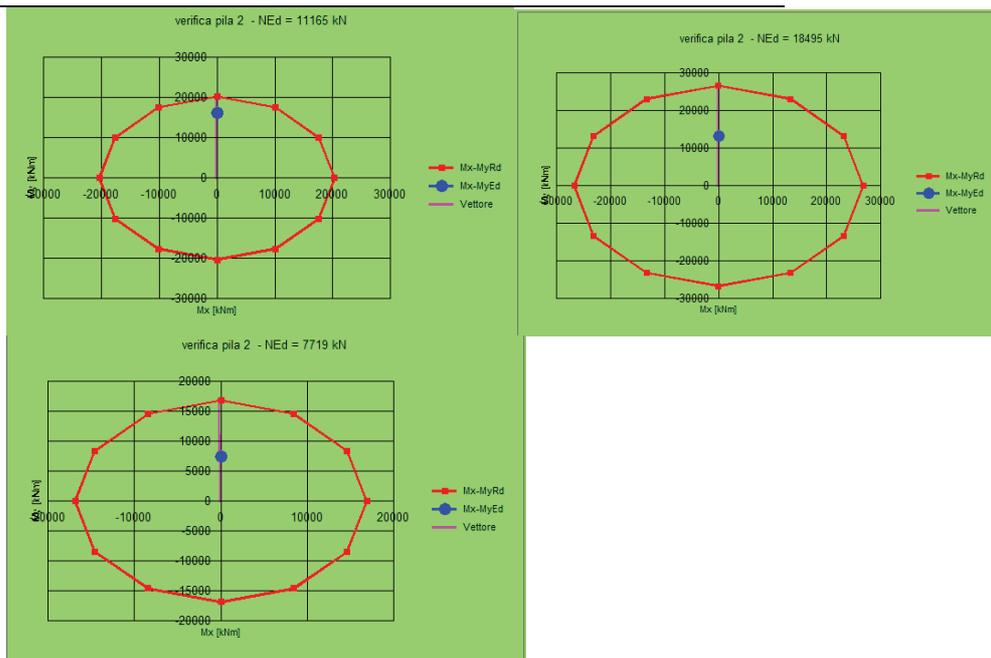
Segue il dettaglio delle verifiche di resistenza agli stati limite ultimi delle pile maggiormente sollecitate.

				SOLLETICAZIONE BASE PILA 2				
				Pmax	Tt	TI	Mt	ML,x
				kN	kN	kN	kNm	kNm
AZIONI TOTALI SUGLI ISOLATORI								
G1 - impalcato				5918	0			
G1 pila/pulvino				1802	0			
G2 - portati				2347	0			
E2 - ritiro				0	0			
E4 - Termica				0	0			
Q1 - mobili tandem		Nmax		1200	0			2712
Q1 - mobili UDL		Nmax		2174	0			3738
Q1 - mobili tandem		Mmax		1000	0			3060
Q1 - mobili UDL		Mmax		1553	0			5601
Q3 - frenatura				0	0	129	810	
Q4 - centrifuga				0	32			283,2
Q5 - vento				0	330			4960
Q6 SLV -L				0	0	791	4985	
Q6 SLV -T				0	845			7014
Q6 SLV -V				819	0			



Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	0
M_{LMAX}			
sforzo normale minimo	N	[kN]	11165
momento flettente longitudinale	M_{Lmax}	[kNm]	16157
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	0



Verifica a taglio			
diametro palo	\varnothing	[mm]	3000
area cerchio	A_{\varnothing}	[mm ²]	7068583
base equivalente al rettangolo	b_W	[mm]	2700
altezza utile equivalente al rettangolo	d	[mm]	2288
area rettangolo equivalente	A_R	[mm ²]	6176520
classe del calcestruzzo	R_{ck}	[MPa]	40
resistenza a compressione ridotta	f_{cd}	[MPa]	11,1
resistenza a trazione di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
taglio compressione			
forza assiale di progetto	N_{Ed}	[kN]	7719
tensione media di compressione	σ_{cp}	[MPa]	1,1
coefficiente maggiorativo per membrane compresse	α_c		1,05
resistenza di calcolo a "taglio compressione"	V_{Rcd}	[kN]	32277
taglio trazione			
	$\cot \theta$		1,0
inclinazione puntone	θ	[deg]	45
		[rad]	0,79
inclinazione staffe	α	[deg]	90
		[rad]	1,57
diametro barre staffe	\varnothing	[mm]	16
numero bracci	n		2
area staffa	A_{SW}	[mm ²]	402,1
passo	s	[mm]	200
resistenza di calcolo a "taglio trazione"	V_{Rsd}	[kN]	1619
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1619
taglio sollecitante	V_{Ed}	[kN]	878
			verifica

Si riportano le sollecitazioni all'intradosso della zattera di fondazione. Per le veriche strutturali del palo di fondazione maggiormente sollecitato si rinvia al paragrafo successivo.

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

				SOLLECITAZIONE caratteristiche intradosso zattera				
				Pmax	Taglio-t	Taglio-l	Mt,intorno all'	ML,intorno all'asse
				kN	kN	kN	kNm	long.x kNm
G1 - impalcato				5918				
G1 pila/pulvino/plinto				6202				
G2 - portati				2347				
E2 - ritiro								
E4 - Termica								
Q1 - mobili tandem	Nmax			1200	0	0	0	2712
Q1- mobili UDL	Nmax			2174	0	0	0	3738
Q1 - mobili tandem	Mmax			1000	0	0	0	3060
Q1- mobili UDL	Mmax			1553	0	0	0	5601
Q3 - frenatura						129	1067	
Q4 - centrifuga					32			347,2
Q5 - vento					330			5621
Q6 SLV -L						791	6567	
Q6 SLV -T					845	0	0	8704
Q6 SLV -V				819				

12.2 FUSTO PILA P4

Si riporta di seguito il calcolo delle azioni, combinate agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio, agenti sulla pila.

Al termine del foglio di calcolo sono riportate le azioni massime all'attacco del fusto, in termini di:

N Azione massima di compressione;

M₃=M_L Massimo momento flettente longitudinale;

M₂=M_{Tr} Massimo momento flettente trasversale.

			SOLLECITAZIONE BASE PILA 4				
			Pmax	Tt	TI	Mt	ML,x
AZIONI TOTALI SUGLI ISOLATORI			kN	kN	kN	kNm	kNm
G1 - impalcato			6278	0			
G1 pila/pulvino			2608	0			
G2 - portati			2086	0			
E2 - ritiro			0	0			
E4 - Termica			0	0			
Q1 - mobili tandem	Nmax		1200	0			4224
Q1- mobili UDL	Nmax		2184	0			4306
Q1 - mobili tandem	Mmax		1000	0			4320
Q1- mobili UDL	Mmax		1380	0			6718
Q3 - frenatura			0	0	129	694	
Q4 - centrifuga			0	32			254,4
Q5 - vento			0	294			4145
Q6 SLV -L			0	0	836	4514	
Q6 SLV -T			0	845			6253
Q6 SLV -V			728	0			

COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1) sfavorevole													
		Nmax Q1						Mmax Q1					
		SLU-G1	SLU-E4	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4	SLU-Q1 Nmax	SLU-Q1 Max	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4
Pmax	kN	15125	15125	17519	17519	17519	17519	19693	18338	16883	16883	16883	16883
Tt	kN	0	264	440	-440	264	307	264	264	440	-440	264	307
TI	kN	0	0	0	0	174	0	0	0	0	0	174	0
Mt	kNm	0	0	0	0	937	0	0	0	0	0	937	0
ML,x	kNm	0	3730	12819	385	10332	10676	15245	18631	14219	1784	11732	12075

COMBINAZIONI DI CARICO SLU_STR (A1) favorevole														
		Nmax Q1						Mmax Q1						
		SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q3	SLU-Q4	SLU-Q4	SLU-Q1 N	SLU-Q1 M (+)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q5 (-)	SLU-Q3	SLU-Q4
Pmax	kN	8886	11280	11280	8886	11280	11280	8886	13454	12099	10644	10644	10644	10644
Tt	kN	-440	440	-440	264	264	307	307	264	264	440	-440	264	264
TI	kN	0	0	0	174	174	0	0	0	0	0	0	174	0
Mt	kNm	0	0	0	937	937	0	0	0	0	0	0	937	0
ML,x	kNm	-6217	12819	385	3730	10332	10676	4074	15245	18631	14219	1784	11732	11732

sismica orizzontale														sismica verticale									
		SLV-L+	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L	SLV-L											
Pmax	kN	11190	10753	11190	10753	11190	11190	10753	11190	10753	11190	11190	10753	10753	11190	11700	11700	11700	11700	10244	10244	10244	10244
Tt	kN	254	254	-254	-254	254	254	254	845	845	845	845	-845	-845	254	-254	-254	254	254	254	-254	-254	254
TI	kN	836	836	836	836	-836	-836	-836	251	-251	251	-251	251	-251	251	-251	251	-251	251	-251	251	-251	251
Mt	kNm	4514	4514	4514	4514	-4514	-4514	-4514	1354	-1354	1354	-1354	1354	-1354	1354	-1354	1354	-1354	1354	-1354	1354	-1354	1354
ML,x	kNm	1876	1876	-1876	-1876	1876	1876	1876	6253	6253	6253	6253	-6253	-6253	6253	-1876	-1876	-1876	1876	1876	-1876	-1876	1876

Le verifiche alla base della pila risultano soddisfatte.

Si riportano le sollecitazioni all'intradosso della zattera:

Viadotto dell'acqua calda - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

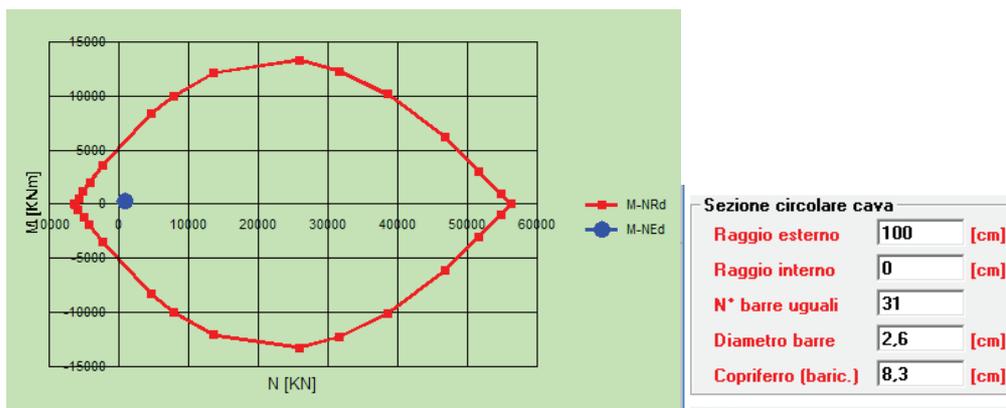
		SOLLECITAZIONE intradosso zattera				
		Pmax	Taglio-t	Taglio-l	Mt,intorno all'	ML,intorno all'asse
		kN	kN	kN	kNm	long.x
						kNm
G1 - impalcato		6278				
G1 pila/pulvino/plinto		7008				
G2 - portati		2086				
E2 - ritiro						
E4 - Termica						
Q1- mobili tandem	Nmax	1200	0	0	0	4224
Q1- mobili UDL	Nmax	2184	0	0	0	4306
Q1- mobili tandem	Mmax	1000	0	0	0	4320
Q1- mobili UDL	Mmax	1380	0	0	0	6718
Q3- frenatura				129	951	
Q4- centrifuga			32			318,4
Q5- vento			294			4732
Q6 SLV -L				836	6186	
Q6 SLV -T			845	0	0	7943
Q6 SLV -V		728				

Si riportano le sollecitazioni piu significative del palo, meglio dettagliate nella relazione di calcolo geotecnica:

Elemento	Combinazione	N _{pmax}	N _{pmin}	T _{pmax}
		kN	kN	kN
Pila 4	7-SLU-Q1 (Mmax)	2695	1577	22
	3-SLU-Q5 (Tmax)	2467	1443	37
	26-SLV-L+ (Nmax e Tmax)	1800	799	73

momento incastro

M _{inc trasv}	M _{inc Lon}
kNm	kNm
0	83
0	138
263	80



Le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

12.3 VERIFICA PULVINO

Si riporta la verifica del pulvino della pila maggiormente sollecitata soggetta ai carichi verticali e orizzontali trasmessi dall'impalcato:

verifica pulvino						
carichi SLU						
P		7591 kN				
H		99 kN				
geometria						
a		2100 mm	d		1760 mm	
b		3500 mm	l		2452 mm	
h		1800 mm	λ		1,55	
c		40 mm				
resistenza armatura						
tirate	nstrato 1	30	ϕ	26 mm	As	31856 mmq
	nstrato 2	30				
$P_{RS} = (A_s f_{yd} - H E_d) / \lambda =$		7989 kN	>	7591 kN	verifica soddisfatta	
resistenza del puntone compresso						
$P_{Rc} = 0.4 b d f_{cd} c / (1 + \lambda^2) =$		11943 kN	>	7989	verifica soddisfatta	

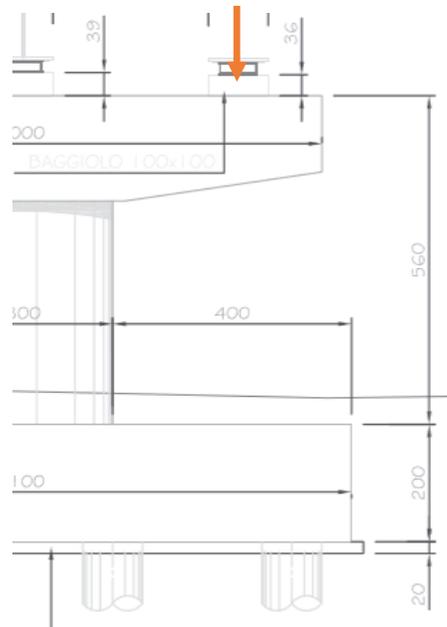
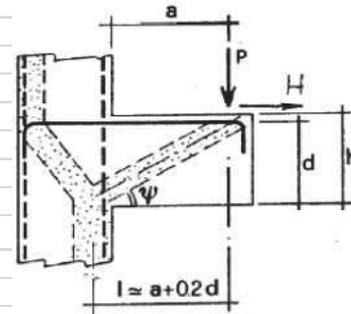


Figura 40: Schematizzazione della mensola