



COMUNE DI CIVATE

Provincia di Lecco

SISTEMAZIONE IDRAULICA E MESSA IN SICUREZZA DELLA VALLE DELL'ORO A SEGUITO DEGLI EVENTI ALLUVIONALI DEL LUGLIO 2009

INTERVENTI RELATIVI AL PONTE SUL TORRENTE TOSCIO IN VIA PAPA GIOVANNI XXIII PROGETTO ESECUTIVO

B.3

RELAZIONE SPECIALISTICA: CALCOLO STRUTTURALE

aggiornamenti			classificazione
n.	data		75S10
			scala
			data
			Dicembre 2010

Progettista:

DOTT. ING. MARCO MANNUCCI BENINCASA

Collaboratore:

DOTT. ING. ELENA LOPATRIELLO

Grafica:

GEOM. MARCO OLTOLINI



BMB INGEGNERIA S.R.L.

Sede Legale: Via Robecco, 82 - 20092 Cinisello Balsamo (MI)
Tel. +39 02 66014751 - Fax +39 02 66014342
studio@bmbingegneria.net
www.bmbingegneria.net

Codice Fiscale 04780760965
Partita IVA 04780760965
R.E.A. MI1910276
Iscriz. C.C.I.A.A. n° 04780760965

Consulenza geologica e indagini geotecniche:

Dott. Geol. Egidio De Maron

Sede ufficio: C.so Martiri della Liberazione n. 152/c - 23900 LECCO
Tel. / Fax 0341.281958 - 338.4727106
egidio.demaron@fastwebnet.it

Partita IVA 02150330138

VOCE DI SOMMARIO	PAG.
1. INTRODUZIONE.	5
2. GENERALITA'.	6
2.1. Descrizione interventi.	6
2.2. Caratteristiche geometriche e strutturali	6
Travi prefabbricate	7
Soletta d'impalcato getta in opera	7
Sottostrutture: spalle	8
Fondazioni: platea	8
Appoggi	8
2.3. Considerazioni di progetto	8
2.4. Criteri progettuali	9
2.5. Caratteristiche meccaniche dei principali materiali utilizzati	9
2.5.1 Calcestruzzo	9
2.5.2 Acciaio per armature strutture in c.a.	12
2.5.3 Acciaio per armature strutture in c.a.p.	12
3. CARICHI DI PROGETTO	13
3.1. Elenco delle condizioni di carico elementari	13
3.2. Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura	13
Carichi permanenti	13
Distorsioni	13
Azioni dei carichi mobili	14
Azioni della neve e del vento	14
Azioni sismiche	14
3.3. Caratteristiche dei materiali	14
4. ANALISI DEI CARICHI	15
4.1. Carichi permanenti	20

Fase 1 – g1 – peso proprio	20
Fase 2 – g2 – sovraccarichi permanenti	20
Distorsioni	21
Fase 2 – $\epsilon_1 + \epsilon_2$ – Effetti dovuti al ritiro della soletta e fenomeni viscosi	21
Fase 2 – ϵ_3 – Variazioni termiche	22
Fase 2 – ϵ_4 – Cedimenti vincolari	23
Carichi accidentali	23
Fase 3 – q1 – Carichi mobili	23
Fase 3 – q3 – Azione di frenamento	28
Fase 3 – q5 – Azione della neve e del vento	28
Fase 3 – q6 – Azione sismica	30
Fase 3 – q7 – Urto veicolo in svio	32
5. SOLETTA D'IMPALCATO	34
5.1. Modalità di calcolo	34
5.2. Soletta d'impalcato zona interna	34
Fase I – getto della soletta	34
Fase II – Completamento della soletta	35
Fase II – carichi mobili	35
<u>Carichi verticali</u>	36
Carichi mobili (q1)	36
Azione del vento (q5)	36
<u>Carichi orizzontali</u>	37
Azione dell'urto da veicolo in svio (q8)	37
5.3. Soletta marciapiede	40
Fase I – getto della soletta	40
Fase II – Completamento della soletta	40
Fase II – carichi mobili	41

<u>Carichi verticali</u>	41
Carichi mobili (q1)	41
<u>Carichi orizzontali</u>	42
Azione dell'urto su parapetto (q8)	42
6. TRAVI PRINCIPALI	44
6.1. Verifiche di esercizio	44
7. CUSCINETTI D'APPOGGIO	48
Carichi sul cuscinetto	48
Verifiche statiche di resistenza	49
8. GIUNTI DILATAZIONE	51
9. SPALLE	52
10. FONDAZIONI.	58
11. PROVVEDIMENTI PROVVISORI.	63
11.1. Analisi dei carichi	63
11.2. Analisi della struttura	64

1. INTRODUZIONE.

La presente relazione riguarda i calcoli statici e le verifiche di resistenza relative alle opere strutturali annesse ai lavori di sistemazione idraulica del torrente Toscio nel comune di Civate (LC).

2. GENERALITA'.

2.1. Descrizione interventi.

Gli interventi delle opere strutturali riguardano la demolizione e il rifacimento del ponte stradale esistente posto sulla direttrice stradale di collegamento con il comune di Valmadrera denominata via Papa Giovanni XXIII nel comune di Civate.

La sistemazione dell'alveo interessa un tratto per parte a cavallo del ponte per uno sviluppo di circa 117 m. Lungo tale sviluppo sono previste delle sottomurazioni a murature di coronamento esistenti che devono essere sostenute a seguito dell'allargamento e sistemazione della sezione idraulica del torrente.

L'impalcato del ponte verrà realizzato con travi prefabbricate precomprese e soletta collaborante in c.a., sostenuto da spalle in c.a. gettato in opera. La fondazione sarà di tipo diretto costituita da platea.

Si rimanda agli allegati grafici progettuali per la definizione delle geometrie e delle ipotesi progettuali sviluppate.

2.2. Caratteristiche geometriche e strutturali

Il ponte in oggetto, che si inserisce in un tracciato stradale in rettilineo, caratterizzato da una carreggiata complessiva da 9.30 m in cui trovano sede 2 corsie di marcia a sensi opposti di 3.75 m l'una. La sezione è completata da un lato, da un marciapiede pedonale di larghezza pari a 1.20 m in cui trova la sede per il parapetto e dal lato opposto un cordolo di 55 cm come sede per il sicurvia.

Nel seguito, si riportano le principali caratteristiche geometriche, costruttive e statiche.

Travi prefabbricate

L'impalcato è costituito sostanzialmente da 12 travi in c.a.p. accostate di sezione costante 40x70 cm, poste ad interasse pari a 0.70 m.

Per il rettilo lo schema di calcolo è quello di trave isostatica su due appoggi, la luce di calcolo è pari a 9.00 pari alla distanza tra gli appoggi. Sopra tali travi è previsto un getto integrativo collaborante di calcestruzzo per uno spessore pari a 25 cm.

Al fine di garantire la ripartizione trasversale dei carichi e una sufficiente rigidità torsionale, sono stati previsti dei traversi in corrispondenza delle zone di estremità atti anche al trasferimento dei carichi dagli appoggi sulle pile.

Soletta d'impalcato getta in opera

La soletta in c.a. ordinario, di spessore costante pari a 25 cm, ha pendenza trasversale nulla. Il getto della soletta d'impalcato avviene a completamento all'estradosso delle travi prefabbricate.

Lo spessore medio della soletta, incluso quello delle travi prefabbricate conduce quindi ad una altezza strutturale complessiva della sezione pari a $0.40 + 0.25 = 0.65$ m.

Complessivamente la larghezza dell'impalcato è pari a 9.30 m, corrispondenti a 7.65 m di carreggiata. La piattaforma è completata da un lato da un marciapiede di larghezza 120 cm, dall'altra parte da un cordolo di larghezza pari a 55 cm.

La soletta è resa collaborante alle sottostanti travi prefabbricate mediante staffe emergenti all'estradosso superiore delle travi.

La strada è resa percorribile da carichi di prima categoria Q_{1k} , posti in due corsie teoriche larghe ciascuna 3.00 m, coerentemente con le prescrizioni di cui al NTC08.

La soletta in calcestruzzo armato collaborante con le travi, garantisce, insieme ai traversi, la ripartizione dei carichi alle travi dell'impalcato in esame.

Per quanto riguarda il regime statico della soletta in c.a., si individuano due distinti schemi statici:

- Prima fase: sono attive soltanto le travi prefabbricate, di luce pari a 8.95 m. Il carico di progetto, in questa fase, è il peso proprio della trave prefabbricata ed il getto integrativo. Lo spessore complessivo della soletta è pari a 25 cm.

- Seconda fase: la soletta è interamente reagente come trave su due appoggi. I carichi agenti sono i permanenti portati e i carichi mobili.

Sottostrutture: spalle

Le sottostrutture del viadotto sono costituite da spalle sismo-resistenti in c.a. ordinario.

Le spalle presentano una sede di appoggio larga 75 cm in cui alloggiare le travi prefabbricate. A tergo è previsto un muro paraghiaia di spessore 25 cm che delimita la zona di appoggio. La spalla risulta rastremata nella sezione di base con larghezza 70 cm.

Nelle zone di estremità sono previsti dei muri di risvolto opportunamente sagomati.

Fondazioni: platea

Le spalle sono collegate tramite una platea di fondazione di dimensioni 11.00 x 12.35 m e spessore variabile. La sezione trasversale risulta variabile linearmente da 95 a 70 cm in quanto costituisce il fondo alveo del torrente.

Appoggi

Gli apparecchi d'appoggio sono ubicati sulle spalle e realizzati in neoprene armato.

2.3. Considerazioni di progetto

Le verifiche statiche saranno svolte con riferimento al metodo degli stati limite. La tipologia strutturale dell'impalcato in oggetto, trave in semplice appoggio su sottostruttura scatolare

Trattandosi, nel funzionamento globale dell'impalcato, di un sistema misto calcestruzzo, per le azioni agenti vengono suddivise in tre fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

Fase 0: si considera il peso proprio delle strutture prefabbricate e la precompressione. La sezione resistente corrisponde alla sola parte prefabbricata.

Fase 1: si considera il peso proprio delle strutture prefabbricate e del getto della soletta che, in questa fase, non è ancora reagente. La sezione resistente corrisponde alla sola parte prefabbricata.

Fase 2: considera il peso dei successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, cordoli, barriere di sicurezza, etc.) e corrisponde invece ad una sezione resistente in calcestruzzo. Per tenere in considerazione i fenomeni differiti che accompagnano questa fase, imputabili alla viscosità del calcestruzzo della soletta.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi “lenti” in quanto concomitanti agli effetti viscosi, e vengono pertanto anch’essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione della fase 2. In particolare gli effetti del ritiro vengono considerati come un’azione di trazione sulla soletta ed una azione di presso – flessione applicata all’estremità della struttura per valutarne le successive ridistribuzioni. Oltre a tali effetti saranno valutati anche gli effetti dovuti ai cedimenti differenziali delle fondazioni.

Fase 3: corrisponde al transito dei carichi mobili.

I carichi mobili sono desunti in accordo con NTC 08.

Oltre a tali effetti “istantanei” saranno computati anche gli effetti dovuti all’azione del vento, alla temperatura.

2.4. Criteri progettuali

Per la progettazione dei manufatti è stata rispettata la normativa vigente ed in particolare:

- 1) D.M. 14/01/2008 – Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- 2) Circ.Min. 02/02/2009 – Applicazione norme tecniche per le costruzioni.

2.5. Caratteristiche meccaniche dei principali materiali utilizzati

Si riportano, di seguito, le indicazioni sui materiali e sulle loro caratteristiche utilizzati nell’ambito della progettazione strutturale.

2.5.1 Calcestruzzo

Per tutte le classi di calcestruzzo di seguito riportate si assume:

Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$ (non fessurato) $\nu = 0$ (fessurato)

Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

C25/30

Il calcestruzzo strutturale di classe C25/30 viene adottato per le seguenti tipologie:

- Strutture di fondazione ed elevazione : platea e spalle

Vengono assunti a base del calcolo i seguenti parametri relativi alle caratteristiche meccaniche del materiale:

Resistenza cubica caratteristica $R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_c = 1,5$

Coefficiente di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a compressione $f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$

Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $f_{bd} = 2,69 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 31447 \text{ N/mm}^2$

Tensione a compressione SLER $\sigma_c = 14,94 \text{ N/mm}^2$

Tensione a compressione SLEQP $\sigma_c = 11,21 \text{ N/mm}^2$

C28/35

Il calcestruzzo strutturale di classe C28/35 viene adottato per le seguenti tipologie:

- Strutture di elevazione : soletta

Vengono assunti a base del calcolo i seguenti parametri relativi alle caratteristiche meccaniche del materiale:

Resistenza cubica caratteristica $R_{ck} = 35,0 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_c = 1,5$

Coefficiente di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 16,46 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a compressione $f_{cm} = 37,05 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 2,83 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1,98 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,32 \text{ N/mm}^2$

Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $f_{bd} = 2.98 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 32588 \text{ N/mm}^2$

Tensione a compressione SLER $\sigma_c = 17.43 \text{ N/mm}^2$

Tensione a compressione SLEQP $\sigma_c = 13.07 \text{ N/mm}^2$

C45/55

Il calcestruzzo strutturale di classe C45/55 viene adottato per le seguenti tipologie:

- Strutture di elevazione : travi prefabbricate

Vengono assunti a base del calcolo i seguenti parametri relativi alle caratteristiche meccaniche del materiale:

Resistenza cubica caratteristica $R_{ck} = 55,0 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 45,65 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_c = 1,4$

Coefficiente di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 27.72 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a compressione $f_{cm} = 53,65 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 3,83 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 2,68 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 36416 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a compressione al tiro $f_{ckj} = 41.66 \text{ N/mm}^2$

Tensione a compressione $t_0 = 15\text{gg}$ $\sigma_{c0} = 29.16 \text{ N/mm}^2$

Tensione a compressione SLER $\sigma_c = 27.39 \text{ N/mm}^2$

Tensione a compressione SLEQP $\sigma_c = 20.54 \text{ N/mm}^2$

2.5.2 Acciaio per armature strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B450C bonificato saldabile avente:

Resistenza caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Tensione di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo $f_{sd} = 390 \text{ N/mm}^2$

Caratteristiche di duttilità $1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$

$$(f_t / f_{ynom})_k \leq 1.25$$

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

Modulo elastico $E_s = 2060000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_s = 1.15$

Tensione a trazione SLER $0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

2.5.3 Acciaio per armature strutture in c.a.p.

Trefoli in acciaio armonico ad alto limite elastico stabilizzati al rilassamento avente:

Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica 1% di deformazione residua $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$

Tensione min tiro $\sigma_{spi} = 1488 \text{ N/mm}^2$

Allungamento $(A_{gt})_k \geq 3.5\%$

Modulo elastico $E_s = 1950000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_s = 1.15$

3. CARICHI DI PROGETTO

3.1. Elenco delle condizioni di carico elementari

Si calcola l'opera sottoposta, in accordo con NTC 08, alle azioni indotte da:

- g_1 peso proprio delle strutture : travi c.a.p, soletta c.a., spalle, platea
- g_2 carichi permanenti portati: pavimentazione, marciapiedi, parapetti
- g_3 spinta delle terre e idrauliche
- ε_1 distorsioni e presollecitazioni
- ε_2 ritiro del calcestruzzo e concomitanti effetti viscosi
- ε_3 variazioni termiche differenziali
- ε_4 cedimenti differenziali dei vincoli
- q_1 carichi mobili con effetto dinamico
- q_3 azioni longitudinali di frenamento
- q_5 azioni della neve e del vento
- q_6 azioni sismiche
- q_8 urto da veicolo in svio

3.2. Criteri per la valutazione delle azioni sulla struttura

Carichi permanenti

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture.

Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

Le azioni del terreno saranno valutate e significative per le spalle e la platea di fondazione.

Distorsioni

Gli effetti dovuti alle distorsioni, ritiro e viscosità interesseranno prevalentemente le strutture in c.a. e c.a.p. quindi prevalentemente l'impalcato relativamente alle loro fasi realizzative. Gli effetti dovuti alla temperatura e cedimenti vincolari interessano tutte le strutture sia impalcato che le spalle.

Azioni dei carichi mobili

I carichi accidentali agenti sull'impalcato sono definiti dal NTC 08 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della stabilità degli elementi dell'impalcato (travi, soletta, traversi, etc.). I carichi mobili definiti dalla normativa sono già comprensivi dell'effetto dinamico.

Azioni della neve e del vento

L'azione della neve è da considerarsi disaccoppiata agli effetti dei carichi mobili e valutata secondo i criteri della normativa.

Le azioni del vento sono valutate prendendo in conto una pressione cinetica di riferimento pari a 1.20 kN/m^2 , da applicarsi alla sagoma trasversale del ponte tenendo conto dell'ingombro dei carichi accidentali presenti.

Azioni sismiche

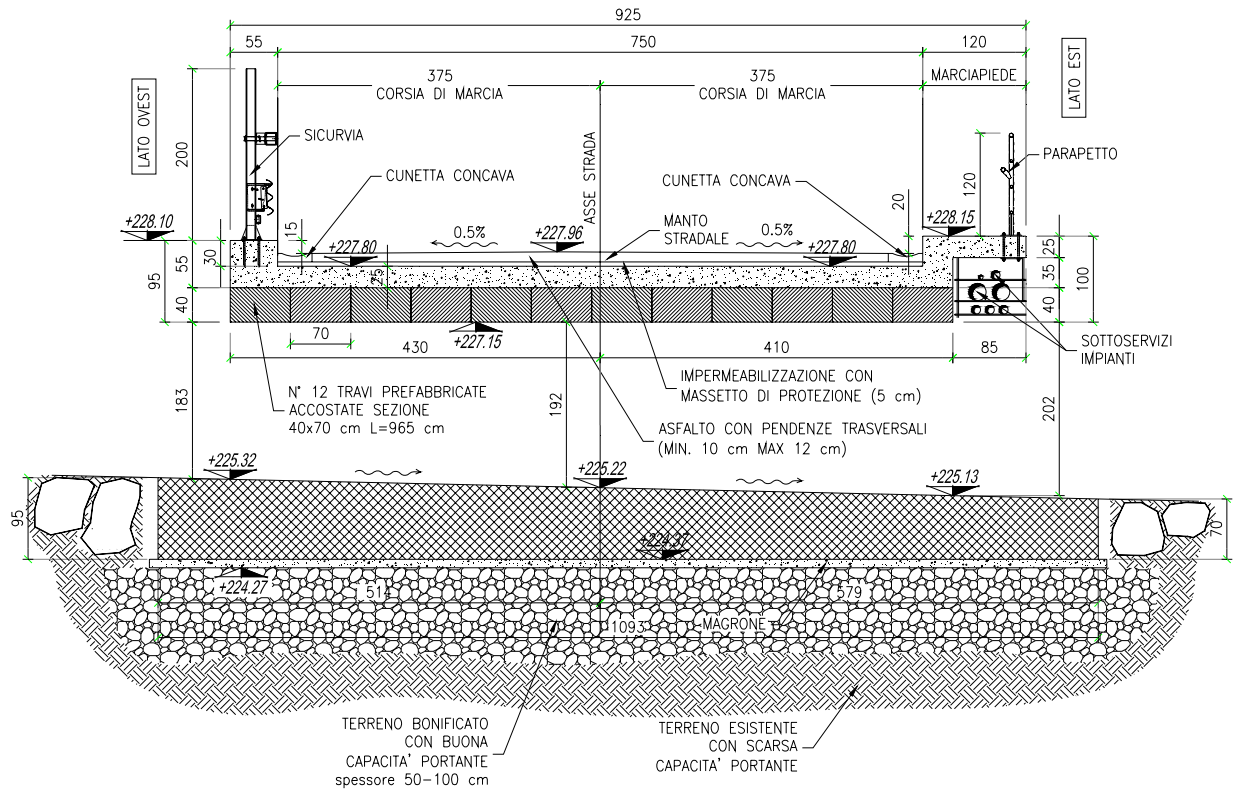
Si opera ai sensi del NTC 08. Considerando la nuova classificazione sismica del territorio nazionale ad opera della normativa attuale, l'opera ricade in un sito a bassa sismicità. I parametri di calcolo saranno illustrati nel proseguo.

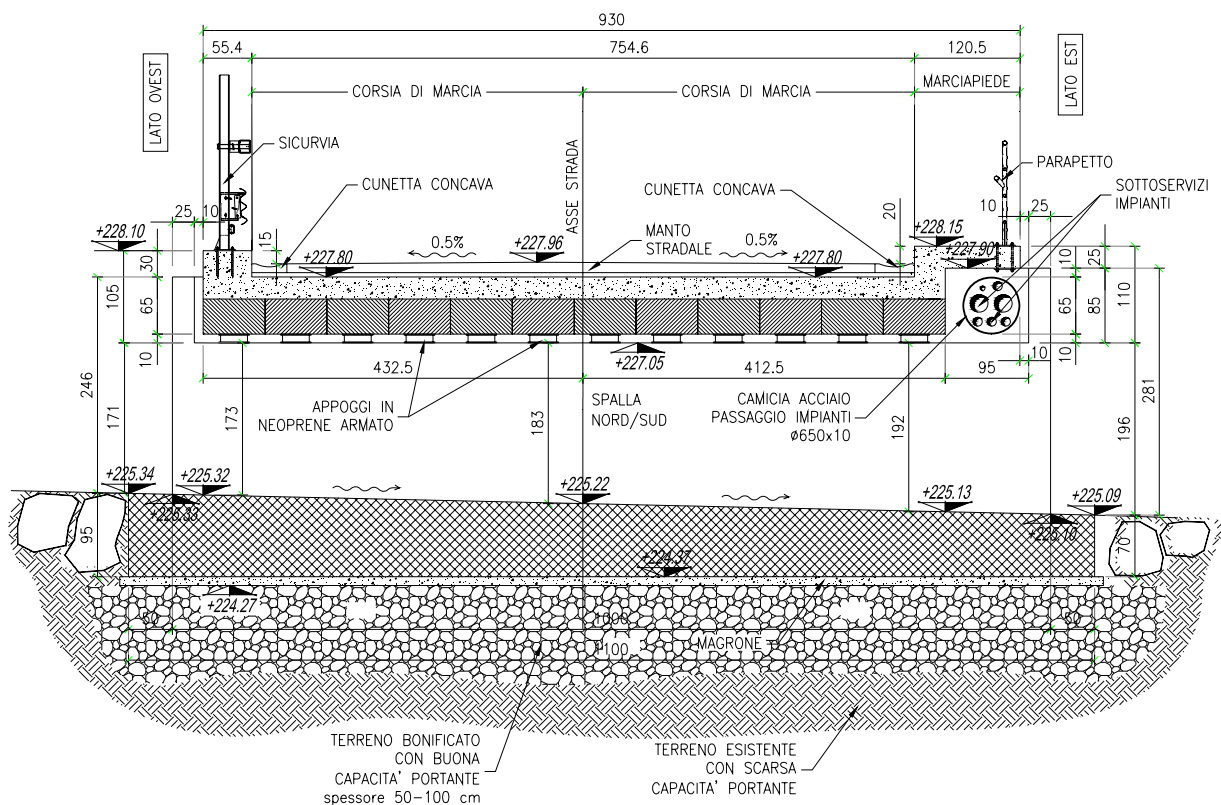
3.3. Caratteristiche dei materiali

Peso specifico calcestruzzo	25 kN/m^3
Peso specifico pavimentazione	22 kN/m^3

4. ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito la sezione tipologica in campata e agli appoggi del ponte.





La modellazione strutturale del ponte è stata effettuata esaminando un grigliato di travi di cui quelle longitudinali, rappresentative delle travi principali, mentre le travi trasversali rappresentative dei traversi d'appoggio e della soletta gettata.

Si riportano di seguito le principali grandezze geometrico-inerziali delle sezioni in cls considerate nelle verifiche.

Nel prosieguo saranno individuati i carichi limitando l'analisi alla sola trave di riva per il ponte in rettilo, in quanto per la ripartizione trasversale risulta essere la più sollecitata.

Sistemazione idraulica e messa in sicurezza della Valle dell'Oro a seguito degli eventi alluvionali del luglio 2009 – Interventi relativi al ponte sul torrente Toscio in via Papa Giovanni XXIII

TRAVE + armatura precompressa t=0

* sezione interamente reagente

trave cls

H	400	mm	Ac	280 000	mmq	yc	200.00	mm	Sc	56 000 000	mm3	Jc	3 733 333 333	mm4	np	5.35
B	700	mm													Rck	55 N/mmq
			As tot	280 000	mmq	y G	200.00	mm	S tot	56 000 000	mm3	J tot	3 733 333 333	mm4	Eco	36416 N/mmq
															Ep	195000 N/mmq

armatura precompressione

Ap'	139	mm	Ap'	278	mmq	yp'	340.00	mm	S Ap'	94 520	mm3	J Ap'	17 375 000	mm4	W Cs	19 521 123 mm3
n	2															
Ap	139	mm	Ap	2 780	mmq	yp	65.00	mm	S Ap	180 700	mm3	J Ap	1 737 500	mm4	W Ap'	5 142 934 mm3
n	20															
d'	340	mm	Aptot	3 058	mmq	ypG	90.00	mm	S Aptot	275 220	mm3	J Aptot	19 112 500	mm4	W Ap	-5 827 282 mm3
d"	65	mm														
			A tot	296 375	mmq	y G	193.92	mm	S tot	57 473 740	mm3	J tot	4 022 865 489	mm4	W Ci	-20 744 714 mm3

TRAVE + SOLETTA + armatura precompressa t=0

* sezione interamente reagente

trave cls

H	400	mm	Ac	280 000	mmq	yc	200.00	mm	Sc	56 000 000	mm3	Jc	3 733 333 333	mm4	np	5.35
B	700	mm													Rck	55 N/mmq
			As tot	280 000	mmq	y G	200.00	mm	S tot	56 000 000	mm3	J tot	3 733 333 333	mm4	Eco1	36416 N/mmq
															Ep	195000 N/mmq

armatura precompressione

Ap'	139	mm	Ap'	278	mmq	yp'	340.00	mm	S Ap'	94 520	mm3	J Ap'	17 375 000	mm4	nco	1.00
n	2														Rck	55 N/mmq
Ap	139	mm	Ap	2 780	mmq	yp	65.00	mm	S Ap	180 700	mm3	J Ap	1 737 500	mm4	Eco2	36416 N/mmq
n	20														ns	5.77
d'	340	mm	Aptot	3 058	mmq	ypG	90.00	mm	S Aptot	275 220	mm3	J Aptot	19 112 500	mm4	Es	210000 N/mmq

														W Ap	-9 916 449	mm3	
armatura soletta																	
Øs'	12	mm	As'	565	mmq	ys'	600.00	mm	S As'	339 292	mm3	J As'	1 413 717	mm4	W Ci	-39 246 176	mm3
n	5																
Øs	12	mm	As	565	mmq	ys	500.00	mm	S As	282 743	mm3	J As	1 413 717	mm4	W Ss	81 767 918	mm3
n	5																
d'	50	mm	Astot	1 131	mmq	ysG	550.00	mm	S Astot	622 035	mm3	J Astot	2 827 433	mm4	W As'	4 832 360	mm3
d''	150	mm															
			A tot	355 098	mmq	y G	249.13	mm	S tot	88 466 565	mm3	J tot	9 777 502 767	mm4	W As	6 758 621	mm3
														W Si	217 264 273	mm3	

4.1. Carichi permanenti

Fase 1 – g1 – peso proprio

La sezione reagente è costituita dalla sola sezione in c.a.p. ed è assoggettata ai seguenti carichi:

$$\text{Trave in c.a.p.}^{(1)} \quad 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.70 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \quad \cong 7.00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Soletta (sp med 25 cm)}^{(2)} \quad 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.70 \text{ m} \quad \cong 4.40 \text{ kN/m}$$

$$\text{Totale} \quad 11.40 \text{ kN/m}$$

(1) si considera una sezione commerciale equivalente per caratteristiche

(2) le travi sono accostate e poste ad interasse 0.70 m, quindi la larghezza di soletta che compete alla trave di riva risulta pari all'interasse delle travi ovvero alla sua larghezza.

Fase 2 – g2 – sovraccarichi permanenti

La sezione reagente è costituita dalla sezione della trave prefabbricata e la soletta in calcestruzzo gettata. La collaborazione tra le due parti è assicurata da una idonea staffatura emergente dalla trave prefabbricata. Attraverso la ripartizione trasversale, sotto ipotesi di soletta infinitamente rigida, ad ogni trave compete una quota parte dei carichi derivanti dalla ripartizione trasversale, per tanto risulta assoggettata ai seguenti carichi:

$$\text{Pavimentazione}^{(1)} \quad 22 \text{ kN/m}^3 \times 0.16 \text{ m} \times 7.65 \text{ m} \times 0.083 \quad \cong 2.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Marciapiede}^{(2)} \quad 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 0.328 \quad \cong 2.45 \text{ kN/m}$$

$$\text{Parapetto}^{(3)} \quad 0.50 \text{ kN/m} \times 0.351 \quad \cong 0.20 \text{ kN/m}$$

$$\text{Impianti}^{(4)} \quad 0.30 \text{ kN/m} \times 0.337 \quad \cong 0.10 \text{ kN/m}$$

$$\text{Cordolo}^{(5)} \quad 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.55 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times -0.123 \quad \cong -0.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sicurvita}^{(6)} \quad 1.50 \text{ kN/m} \times -0.134 \quad \cong -0.20 \text{ kN/m}$$

$$\text{Totale} \quad 4.30 \text{ kN/m}$$

- (1) si è considerata un'altezza media del manto bituminoso comprensivo di massetto di pendenza pari a $(15 + 17) / 2 \cong 16$ cm. Il fattore 0.083 è dovuto alla ripartizione trasversale, ad ogni trave il carico che compete è pari a 1/12.
- (2) Il marciapiede pedonale ha una larghezza complessiva di 120 cm e spessore 25 cm. Il fattore 0.328 è dovuto alla ripartizione trasversale,
- (3) Il fattore 0.351 è dovuto alla ripartizione trasversale,
- (4) Il fattore 0.337 è dovuto alla ripartizione trasversale,
- (5) Il cordolo ha una larghezza complessiva di 55 cm e spessore 30 cm. Il fattore -0.123 è dovuto alla ripartizione trasversale, il segno negativo deriva dal fatto che il suo effetto sulla trave di riva è di scaricarla,
- (6) Il fattore -0.134 è dovuto alla ripartizione trasversale, il segno negativo deriva dal fatto che il suo effetto sulla trave di riva è di scaricarla.

Distorsioni

Fase 2 – $\epsilon_1 + \epsilon_2$ – Effetti dovuti al ritiro della soletta e fenomeni viscosi

Per il calcolo del ritiro si è assunto come modello quello suggerito dall'EC2, in quanto come formulazione appare più completa. Per tanto si sono assunti i seguenti parametri:

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{sc} = 5 \text{ per un calcestruzzo con indurimento normale N}$$

$$RH = 75\% \text{ umidità relativa}$$

$$t_s = 7 \text{ gg} \quad t = 10000 \text{ gg}$$

$$A_c = 8.40 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} = 2.10 \text{ m}^2$$

$$u = 8.40 \text{ m} + 0.25 \text{ m} \times 2 = 9.80 \text{ m}$$

$$h_o = 2 \times A_c / u = 470 \text{ mm}$$

Sostituendo e calcolando gli opportuni coefficienti si perviene $\epsilon_{cs}(t-t_s) = -3.12 \times 10^{-4}$. L'azione indotta dal ritiro è di tipo "sezionale" dovuta al fenomeno di maturazione del calcestruzzo, che tendendo ad accorciarsi, è impedito dalla presenza della trave prefabbricata che non è più interessata da tale fenomeno. Al fine del ripristino della congruenza è necessario applicare un sistema di forze

autoequilibrato (coazione) che produce sulla sezione in calcestruzzo una trazione, mentre per la sezione globale uno stato tensionale di presso-flessione. L'effetto del ritiro "sezionale" può essere così valutato:

$$N_{sh} = \varepsilon_{sh} \times E_{c\infty} \times A_c$$

$$M_{sh} = N_{sh} \times e$$

Il contributo afferente la trave di riva risulta essere pari a:

$$N_{sh} = -3.12 \times 10^{-4} \times 10863 \text{ N/mm}^2 \times (700 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}) = -595 \text{ kN}$$

$$M_{sh}^{(2)} = -595 \text{ kN} \times 0.43 \text{ m} = -255 \text{ kNm}$$

(2) il valore dell'eccentricità è ottenuto attraverso la differenza tra la posizione dell'azione del ritiro concentrata nel baricentro della soletta in calcestruzzo e il baricentro della sezione interamente reagente $e = (250 + 400 - y_g) = 434.56 \text{ mm}$ con $y_g = 215.44 \text{ mm}$

Il fenomeno del ritiro si esaurisce in tempi lunghi e interagisce con la viscosità. Al fine di tener conto di tali fenomeni, si considera di omogeneizzare la sezione reagente opportunamente nella misura di $n_0 = 0.89$ per fenomeni "istantanei" o per tempi brevi, pari a $n_\infty = 0.30$ per fenomeni permanenti o "lenti".

Per la valutazione delle tensioni nella sezione composta a tempo 0 (azioni di breve durata), si considera, nella determinazione delle caratteristiche inerziali, un coefficiente di omogeneizzazione convenzionale pari a:

$$E_{c02} = 32588 \text{ N/mm}^2 \quad E_{c01} = 36416 \text{ N/mm}^2 \quad E_p = 195000 \text{ N/mm}^2 \quad E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$n_p = E_p / E_{c01} = 5.35 \quad n_0 = E_{c02} / E_{c01} = 0.89 \quad n_s = E_s / E_{c01} = 5.77$$

Per la valutazione delle tensioni nella sezione composta a tempo infinito (azioni di lunga durata), si considera, nella determinazione delle caratteristiche inerziali, un coefficiente di omogeneizzazione convenzionale pari a:

$$n_\infty = n_0 \times (1 + \chi\varphi)$$

Per stagionatura in atmosfera normale si può porre $\chi\varphi = 2$, considerando

$$E_{c2\infty} = E_{c02} / (1 + \chi\varphi) = 10863 \text{ N/mm}^2$$

Di conseguenza, si ha:

$$n_\infty = E_{c2\infty} / E_{c01} = 0.30$$

Fase 2 – ε3 – Variazioni termiche

Per gli effetti termici, si è considerato una variazione termica pari a $\Delta T' = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ costante su tutta la sezione dell'impalcato.

Fase 2 – ε4 – Cedimenti vincolari

Dato il modesto sviluppo longitudinale del ponte e la distanza tra i punti di appoggio dell'impalcato, si sono stimati i cedimenti differenziali tra le pile secondo la formula.

$$\text{Spalla} : \delta_i = L / 2 \times 1/2000 = 9.00 \text{ m} / 2 \times 1/2000 = 0.225 \text{ cm}$$

Dato il modesto valore del cedimento differenziale si ritiene che gli effetti indotti da tale cedimento per l'impalcato sia irrilevante in quanto la struttura presenta uno schema isostatico e per tanto gli effetti tensionali sono nulli. Per quanto riguarda le strutture di fondazione, i cedimenti differenziali valutati risultano di modesta entità e per tanto trascurabili ai fini delle analisi successive.

Carichi accidentali

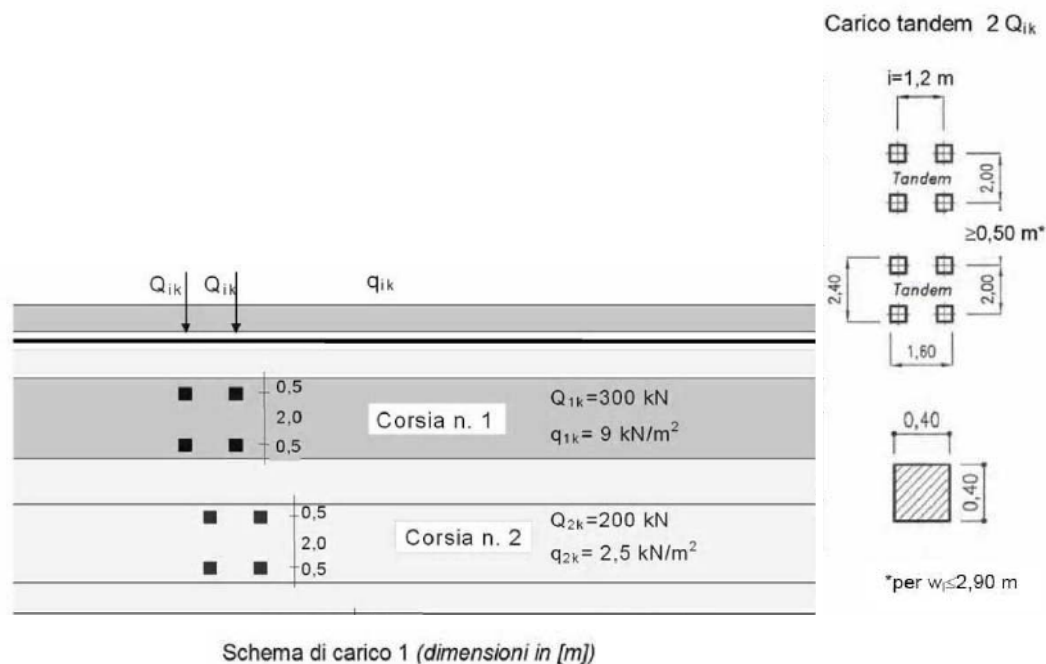
Fase 3 – q1 – Carichi mobili

I sovraccarichi accidentali, ai sensi del vigente NTC 08, sono costituiti da differenti schemi di carico :

SCHEMA CARICO 1

- una stesa di carichi costituita da un automezzo aderente al sicurvia tandem $2Q_{1k}$ di 600 kN totali dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, interassati di 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m agente su un impronta di dimensione 40x40 cm. Al precedente carico si deve aggiungere q_{1k} di 9 kN/m² uniformemente distribuito per l'intero ingombro della corsia di larghezza 3.00 m e per tutto lo sviluppo del ponte;
- una seconda stesa di carichi, identica alla precedente, ma con valore dei carichi, Q_{1k} di 400 kN e q_{1k} di 2.5 kN/m² a posta ad interasse dalla precedente di 3.00 m.

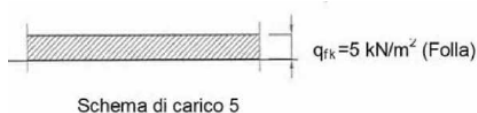
Schema distribuzione carichi Q_{1k} e q_{1k}



Per il marciapiede pedonale posto da un lato andrà considerato agente il carico della folla, che interessa tutta la larghezza del marciapiede pari a 120 cm.

SCHEMA CARICO 5

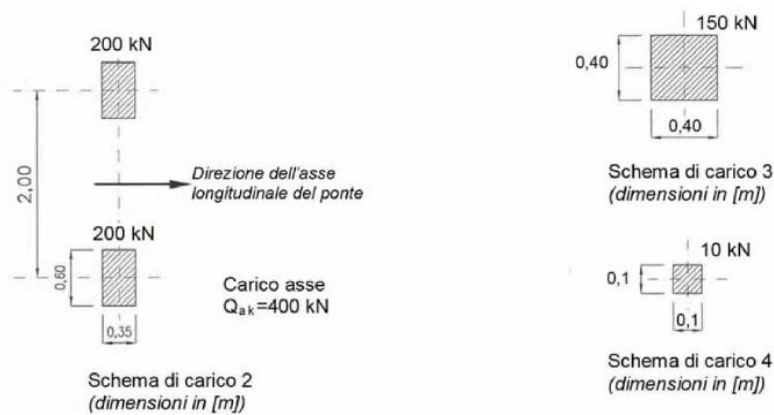
- una stesa di carico uniformemente distribuita pari a 5 kN/m^2



Gli altri schemi di carico andranno opportunamente scelti e adottati per le verifiche locali relative all'impalcato (soletta, traversi, ecc)

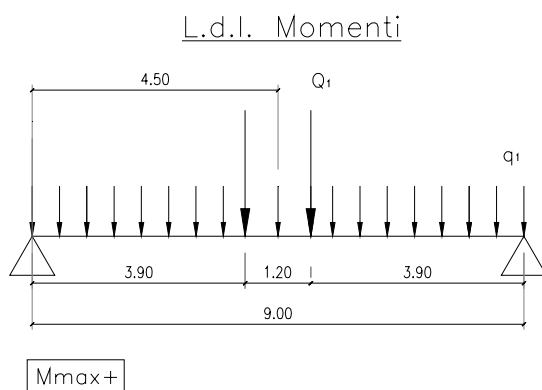
SCHEMI CARICO 2, 3, 4

- una stesa di carichi costituita da un automezzo aderente al sicurvia tandem Q_{ak} di 400 kN totali dotato di 1 asse a 2 ruote, con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m agente su un impronta di dimensione 40x60 cm.;
- carico isolato concentrato Q_k di 150 kN agente su un impronta di dimensione 40x40 cm.;
- carico isolato concentrato Q_k di 10 kN agente su un impronta di dimensione 10x10 cm.;

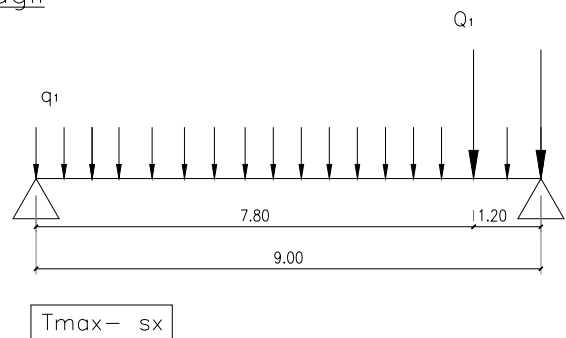
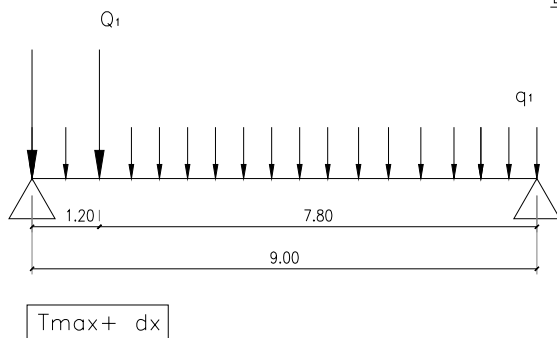


Ripartizione longitudinale

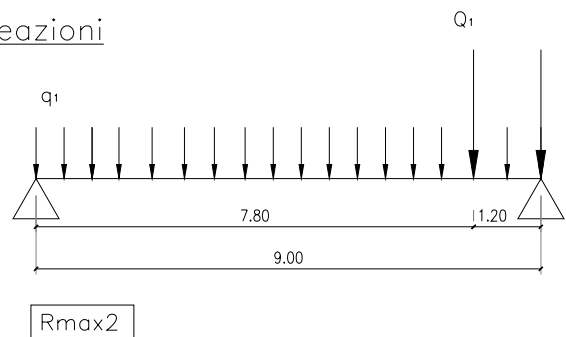
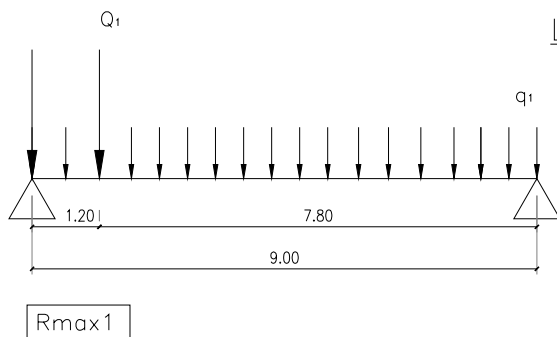
Le stese di carico sopra descritte sono state opportunamente dislocate sull'impalcato al fine di produrre sia i massimi effetti flettenti sia i massimi effetti taglianti. Quanto sopra descritto è simbolicamente illustrato nelle seguenti figure che sintetizzano rispettivamente le configurazioni associate alla massimizzazione delle azioni flettenti e delle azioni taglianti per l'impalcato.



L.d.I. Tagli



L.d.I. Reazioni



Ripartizione trasversale

Per quanto riguarda la ripartizione trasversale dei carichi, cioè il calcolo della quota parte di carico che grava sulle diverse travi a seconda della posizioni che possono assumere nel piano trasversale, si è fatto ricorso alla schematizzazione del metodo dei “traversi infinitamente rigidi” comunemente detto anche metodo di Courbon. Tale ipotesi presuppone la presenza di un traverso rigido sotto qualunque posizione del carico. Nel ponte in oggetto sono presenti i traversi di testata, in corrispondenza degli appoggi sulle spalle, che assicurano il comportamento torso-rigido dell’impalcato.

Per effetto della rigidità trasversale il sovraccarico agente nel piano della sezione trasversale dell’impalcato ne provoca, in genere, una roto-traslazione rigida deformando in misura diversa le travi principali. A seguito di queste deformazioni (abbassamenti o innalzamenti) le travi principali sono interessate da forze flettenti, proporzionali alle rispettive rigidità, la cui somma è pari alla forza totale agente sull’impalcato.

L’azione che interessa la sezione, riassumibile in una serie di carichi eccentrici, si ripartisce trasversalmente sulle travi principali secondo coefficienti di ripartizione, determinati seguendo il metodo di Courbon, mediante il tracciamento di apposite linee d’influenza. Il coefficiente di ripartizione K_i , relativo alla i -esima trave, ha infine la seguente forma:

$$K_i = \frac{1}{n} \cdot \left(1 \pm \frac{n \cdot e \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \right)$$

dove K dipende dal numero delle travi principali n, dall'eccentricità della forza esterna e, dall'ascissa x della trave stessa misurata rispetto al baricentro G della sezione.

Tali valori di ripartizione calcolati sono stati utilizzati per ripartire i carichi permanenti e accidentali.

La trave maggiormente carica risulta essere quella di riva, che sarà assoggettata ai seguenti carichi, derivanti dalla ripartizione trasversale:

1a colonna di carico

$$Q1k^{(1)} \quad 300 \text{ kN} \times 0.212 \quad \cong 63.75 \text{ kN}$$

$$q1k^{(1)} \quad 9.00 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} \times 0.212 \quad \cong 5.75 \text{ kN/m}$$

2a colonna di carico

$$Q1k^{(2)} \quad 200 \text{ kN} \times 0.048 \quad \cong 9.50 \text{ kN}$$

$$q1k^{(2)} \quad 2.50 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} \times 0.048 \quad \cong 0.35 \text{ kN/m}$$

$$\text{folla}^{(3)} \quad 5 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} \times 0.328 \quad \cong 2.00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Totale } Q1k \quad 73.25 \text{ kN}$$

$$\text{Totale } q1k \quad 8.10 \text{ kN/m}$$

(1) si è considerata della 1a colonna di carico un asse del tandem Q1k e la risultante della colonna di carico q1k. Il fattore 0.212 è dovuto alla ripartizione trasversale,

(2) si è considerata della 2a colonna di carico un asse del tandem Q1k e la risultante della colonna di carico q1k. Il fattore 0.048 è dovuto alla ripartizione trasversale,

(3) si è considerata la risultante del carico da folla agente sul marciapiede. Il fattore 0.328 è dovuto alla ripartizione trasversale,

Fase 3 – q3 – Azione di frenamento

La forza di frenatura, secondo il NTC 08, si assume agente in direzione dell'asse della strada al livello della superficie stradale. Come richiesto da normativa per i ponti di 1° cat., si valutano gli effetti dovuti alla frenatura determinando il valore come segue:

$$0.60 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w L = 0.60 \times (2 \times 300 \text{ kN}) + 0.10 \times 9 \text{ kN/m}^2 \times 3.00 \text{ m} \times 9.00 \text{ m} = 385 \text{ kN}$$

La valutazione degli effetti dovuti alla frenatura sarà utilizzata in fase di determinazione degli scarichi agli appoggi. L'azione utilizzata nelle verifiche risulta essere pari a $\pm 16 \text{ kN}$ per ogni trave nelle due direzioni di marcia.

Fase 3 – q5 – Azione della neve e del vento

L'azione della neve valuta in accordo con NTC 08 risulta pari a:

Il comune di Civate (LC) è posto a 269 m s.l.m. è posizionato nella zona I alpina ad una quota maggiore di 200 m, il valore caratteristico della neve al suolo è $q_{sk} = 1.58 \text{ kN/m}^2$. A favore di sicurezza si considera il fattore di forma $\mu_1 = 1.00$. Per tanto il valore del carico da neve risulta $q_s = 1.60 \text{ kN/m}^2$.

Tale carico è notevolmente molto inferiore ai carichi accidentali gravanti sull'impalcato e quindi non verrà considerato nelle analisi successive.

L'effetto generato dall'azione del vento interviene trasversalmente agendo sulla proiezione trasversale dell'impalcato. Sono stati valutate due possibili configurazioni che sono state opportunamente cumulate con gli altri carichi.

La pressione del vento è stata valutata secondo NTC 08 per il luogo dove è ubicata la struttura. La costruzione è ubicata in un luogo che ricade nella zona 1, in classe di esposizione IV e classe di rugosità B. Pertanto si definiscono i seguenti parametri:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s} \quad a_0 = 1000 \text{ m} \quad k_a = 0.010 \text{ 1/s} \quad v_b = 25.00 \text{ m/s}$$

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3 \quad q_b = 390 \text{ N/m}^2$$

$$z_{\min} = 8 \text{ m} \quad z_0 = 0.30 \text{ m} \quad k_r = 0.22$$

$z_{\max} = 4 \text{ m}$ altezza della costruzione fuori terra potenzialmente investita dal vento (considerando anche ingombro dettato dalla sagoma veicolo in transito)

$$c_e (z = z_{\min}) = 1.20 \quad c_t = 1 \quad c_d = 1$$

considerando per le superfici investita un coeff. $c_p = 1.20$ la pressione del vento risulta pari a:

$$p = 0.60 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ai fini dei calcoli si assume un valore } q_5 = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

Effetti dovuti al vento a ponte scarico

La pressione esercitata dal vento, in accordo alla vigente normativa riguardante i ponti stradali, è pari a $q_5 = 1.00 \text{ kN/m}^2$. L'altezza dell'impronta di carico (H') è pari all'altezza d'impalcato (H) compreso lo spessore del marciapiede (h):

$$H' = H + h = 0.65 \text{ m} + 0.35 \text{ m} = 1.00 \text{ m}$$

La forza risultante è perciò pari a:

$$F = q_5 \times H' = 1.20 \text{ kN/m}$$

Considerando il baricentro della sezione trasversale e il baricentro della risultante delle pressioni esercitate dal vento si ottiene il braccio di leva pari a:

$$e = H' / 2 - y_g = 0.28 \text{ m}$$

Il momento torcente totale dovuto al vento a ponte scarico è quindi:

$$M_t = F \times e = 0.35 \text{ kNm/m}$$

Tale coppia può essere scomposta in due azioni che inducono flessione nelle travi, il valore può essere ricavato ricorrendo alla ripartizione trasversale adottando il metodo di Courbon, che risulta pari a:

$$q_5' = 0.02 \text{ kN/m}$$

A tale azione è stata aggiunta il carico trasversale orizzontale ripartito sulle travi in maniera uguale pari a $f = 0.10 \text{ kN/m}$.

Effetti dovuti al vento a ponte carico

Gli effetti del vento sul ponte carico sono uguali, con la sola differenza che la superficie investita è maggiore per l'ipotesi che la colonna di carico occupi un'altezza convenzionale di 3 m, quindi si ha:

$$H' = H + h + 3.00 \text{ m} = 0.65 \text{ m} + 0.35 \text{ m} + 3.00 \text{ m} = 4.00 \text{ m}$$

La forza risultante è perciò pari a:

$$F = q_5 \times H' = 4.80 \text{ kN/m}$$

il braccio di leva pari a:

$$e = H' / 2 - y_g = 1.78 \text{ m}$$

Il momento torcente totale dovuto al vento a ponte carico è quindi:

$$M_t = F \times e = 8.55 \text{ kNm/m}$$

L'azione che induce flessione nelle travi risulta pari a:

$$q_5' = 0.45 \text{ kN/m}$$

A tale azione è stata aggiunta il carico trasversale orizzontale ripartito sulle travi in maniera uguale pari a $f = 0.40 \text{ kN/m}$.

Fase 3 – q6 – Azione sismica

La vita nominale della struttura è stata assunta $V_N = 50$ anni relativamente ad un'opera ordinaria. Dato lo scopo della struttura, si è scelto di assegnare la classe d'uso III cui corrisponde $C_u = 1.5$. Quindi il periodo di riferimento per il calcolo dell'azione sismica è stato valutato pari a $V_R = V_N \cdot C_u = 75$ anni.

Con riferimento alla relazione geologico-geotecnica redatta dai Dott. Geol. E.De Maron si evince che la natura del suolo su cui sarà eseguito l'intervento è classificato come terreno tipo sabbia-argillosa ricadente nella categoria di sottosuolo tipo C.

In base al reticolo nazionale della classificazione e zonazione sismica sono stati determinati i parametri di calcolo da utilizzare per la determinazione dello spettro di progetto. Si riporta un estratto dei parametri di calcolo adottati :

- Zona sismica: zona 4
- Sito di costruzione: Civate -LC ponte via Papa Giovanni XXIII LON. 9.34940 LAT. 45.83744
- Contenuto tra ID reticolo: 10709 10487 10710 10488

Ag	=	Accelerazione orizzontale massima al sito
FO	=	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
TC*	=	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

TCC	Ag	FO	TC*
SLD	0.0288	2.58	0.20
SLV	0.0588	2.65	0.29

- Categoria del suolo di fondazione: C
- Categoria topografica: T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

- Coeff. amplificazione topografica: 1.00

- Tipo di opera: Opera ordinaria

- Vita nominale V_N : 50.00

- Classe d'uso: classe III

- Classe di duttilità: classe B

- Tipologia edificio: ponte in c.a a pile verticali inflesse in c.a.

Valore di riferimento del fattore di struttura (q_0) 1.50

Fattore riduttivo (K_w) 1.00

Fattore di struttura (q) 1.50

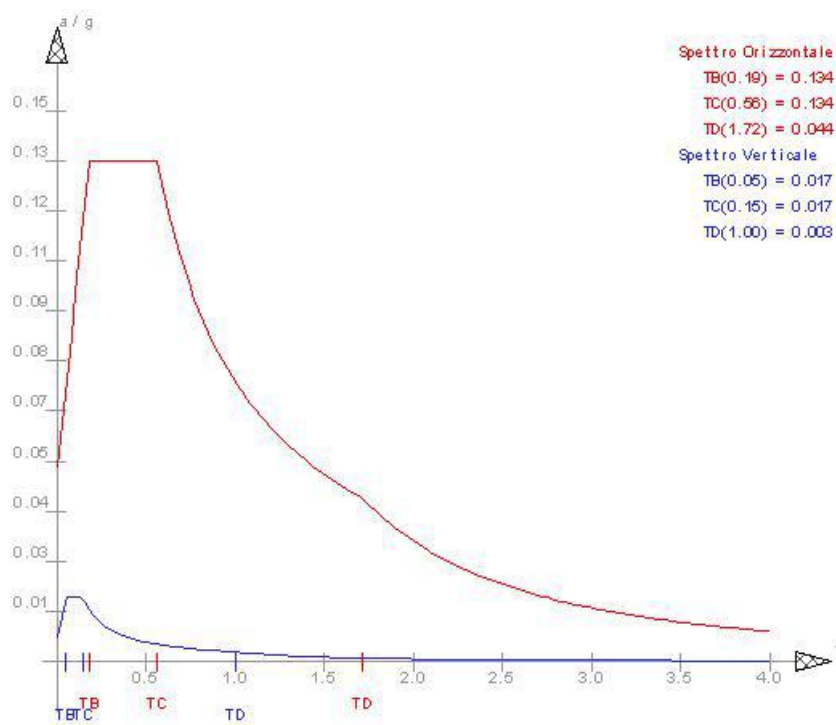


Figura numero 1: Spettro allo SLD

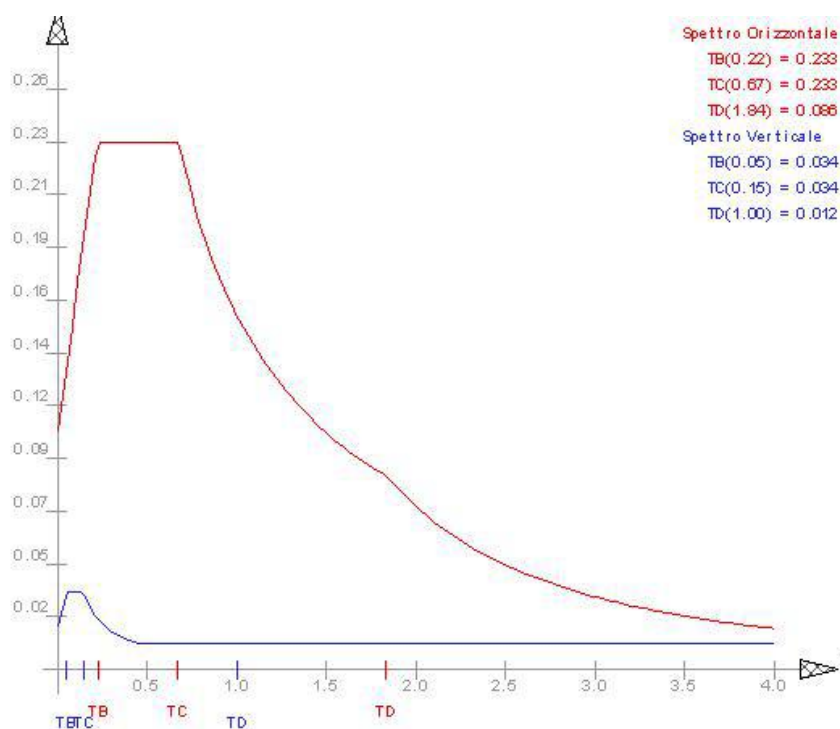


Figura numero 2: Spettro allo SLV

Le azioni sismiche, coerentemente con l'applicabile NTC 08, sono valutate considerando di regola le sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai soli sovraccarichi permanenti.

L'effetto della componente orizzontale del sisma associato alle masse dell'impalcato è pari a circa 10% dei pesi propri e permanenti portati. Per la trave di riva del ponte risulta essere pari a:

Pesi permanenti complessivi: $W = 11.40 \text{ kN/m} + 4.30 \text{ kN/m} = 15.70 \text{ kN/m}$

$q_6 \text{ (orizzontale)} = 0.10 \times W = 1.60 \text{ kN/m}$

$q_6 \text{ (verticale)} = 0.05 \times W = 0.80 \text{ kN/m}$

Fase 3 – q7 – Urto veicolo in svio

Secondo quanto esposto in normativa, l'azione dell'urto dei veicoli in svio è introdotta come azione sullo sbalzo in ragione di 100 kN posta a 1.00 m dal piano viabile; tale forza è considerata agente su una larghezza di influenza pari a 0.50 m.

Per i parapetti è necessario considerare una forza di 1.5 kN/m agente a 1.10 m sul corrimano

Tali azioni saranno computate manualmente nel paragrafo relativo all'analisi statica locale in corrispondenza degli sbalzi.

5. SOLETTA D'IMPALCATO

5.1. Modalità di calcolo

La soletta è ordita in senso trasversale allo sviluppo del ponte e viene realizzata con getto in cls collaborante.

Le sollecitazioni verranno calcolate considerando a favore di sicurezza uno schema statico di trave continua su più appoggi nonostante la soletta risulti interamente appoggiata alle travi prefabbricate. Le verifiche verranno limitate alla prima campata dello schema continuo perchè risulta maggiormente sollecitata, sia in termini flessionali che tangenziali. Per la soletta del marciapiede si adotterà lo schema statico a sbalzo e le sollecitazioni verranno calcolate in corrispondenza della zona di attacco all'impalcato.

La soletta dell'impalcato e quella del marciapiede sono di spessore costante $s = 25$ cm.

5.2. Soletta d'impalcato zona interna

Per la soletta d'impalcato il calcolo si suddivide in:

Fase I: getto della soletta

Fase II: completamento della soletta + carichi esercizio

Il carico gravante in fase I relativo al peso proprio della soletta risulta interamente portato dalle travi prefabbricate che costituiscono il cassero per il getto. A favore di sicurezza il carico del peso proprio sarà considerato aggiuntivo a quelli presenti in fase II.

I carichi gravanti sulla sezione di fase II sono tutti i permanenti aggiunti a valle del getto della soletta ed i carichi mobili previsti dalla vigente normativa.

Fase I – getto della soletta

Considerando trasversalmente il comportamento a trave offerto dalla presenza delle travi prefabbricate dell'impalcato, le sollecitazioni risultano pari a:

$$\text{peso del getto integrativo: } g_1 = 0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.25 \text{ kN/m}^2$$

La luce di calcolo assunta pari all'interasse delle travi, ovvero alla larghezza delle stesse è pari a 0.70 m, pertanto si assume a favore di sicurezza un unico valore per i momenti flettenti di campata e di continuità pari a

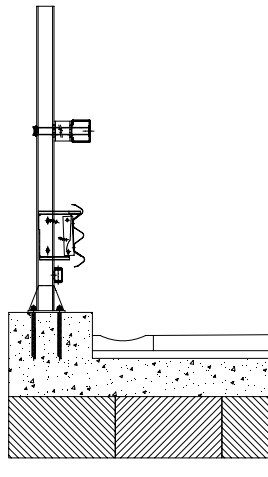
$$Mg1 = \pm \frac{g1 \times L^2}{8} = \pm 0.40 \text{ kNm/m}$$

Le azioni taglienti risultano a favore di sicurezza:

$$Vg1 = 0.625 \times g1 \times L = 2.75 \text{ kN/m}$$

Fase II – Completamento della soletta

Con la maturazione del getto, la soletta in c.a. fornisce supporto per il completamento della sede stradale, con la realizzazione dei cordoli, pavimentazione e messa in opera di sicurvita.



Per il valore dei carichi relativi alle finiture si rimanda alle analisi dettagliate precedentemente sviluppate. Si considera il solo contributo della pavimentazione, in quanto è l'unica componente gravante sulla soletta. Gli altri contributi relativi al cordolo e sicurvita gravano direttamente sulla trave di riva. Considerando i vari contributi e la posizione rispetto alla sezione di verifica si ottengono i seguenti valori:

$$\text{peso della pavimentazione: } g2 = 0.16 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 3.55 \text{ kN/m}^2$$

Assumendo lo stesso schema statico, i momenti flettenti di campata e di continuità sono pari a

$$Mg2 = \pm \frac{g2 \times L^2}{8} = \pm 0.25 \text{ kNm/m}$$

Le azioni taglienti risultano a favore di sicurezza:

$$Vg2 = 0.625 \times g2 \times L = 1.55 \text{ kN/m}$$

Fase II – carichi mobili

Al fine della valutazione dell'azione flessionale e tagliente nella sezione in asse alla trave laterale (massimo momento trasversale) si è utilizzato un modello FEM con elementi bidimensionali.

Carichi verticali

Carichi mobili (q1)

Secondo quanto prescritto dalla normativa NTC 08, per i ponti di 1a categoria, la verifica delle strutture secondarie, quali la soletta è da effettuarsi considerando la più gravosa tra le condizioni espresse utilizzando gli schemi di carico 1,2,3,4. Nel caso in esame la condizione più sfavorevole è dettata da una sola fila di due ruote del carico Q1k su impronte di 40x40 cm con annesso il carico uniformemente distribuito q1k.

Per determinare il taglio e il momento nella sezione di campata, considerando lo spessore della soletta costante, risulta lecito effettuare una diffusione a 45° in senso orizzontale del carico medio. La larghezza collaborante risulta essere pari a: $0.40 + 2 \times 0.10 + 0.25 = 0.85 \text{ m}$

$$Q1k = 300 \text{ kN} / (0.85 \text{ m} \times 0.85 \text{ m}) = 415 \text{ kN/m}^2$$

$$q1k = 9.00 \text{ kN/m}^2$$

Il momento massimo trasversale risulta essere pari a:

$$Mq1 = 34.30 \text{ kNm/m} \quad Vq1 = 385.75 \text{ kN/m}$$

Azione del vento (q5)

Gli effetti del vento gravanti sul convoglio transitante con le ruote sulla campata della soletta vengono sommati in quanto il loro contributo aumenta il momento nella sezione di campata, per la natura eccentrica della colonna di carico. Infatti considerando la pressione del vento di 1.20 kN/m^2 , un'altezza convenzionale dell'ingombro di un veicolo pari a 3 m, la risultante delle pressioni risulta 3.60 kN/m . Tale azione produce un momento flettente valutato pari $3.60 \text{ kN/m} \times 3 \text{ m} / 2 = 5.40 \text{ kNm/m}$, per ogni ruota un'azione tagliante di $5.40 \text{ kNm/m} / 2 \text{ m} = 2.70 \text{ kN/m}$, considerando che le ruote sono ad interasse 2 m. Tale sistema di forze in corrispondenza della sezione in campata genera un momento flettente dato dalla differenza di eccentricità tra le ruote rispetto a tale sezione e una componente assiale. Considerando che la ruota più esterna ha eccentricità nulla mentre l'altra pari a -2.00 m , il momento flettente risulta pari a $2.70 \text{ kN/m} \times (0 \text{ m} + 2.00 \text{ m}) = 5.40 \text{ kNm/m}$. Si noti che momento è positivo e quindi peggiorativo per la sezione in campata. La componente assiale è pari a 750 kg/m .

Carichi orizzontali

Azione dell'urto da veicolo in svio (q8)

Ai sensi della vigente normativa NTC 08 si applica una forza concentrata pari a 100 kN applicata a 1.00 m d'altezza rispetto al piano viabile; tale forza è considerata agente su una larghezza di influenza pari a 0.50 m.

Per determinare il momento e l'azione assiale nella sezione di campata, considerando lo spessore della soletta costante, risulta lecito effettuare una diffusione a 45° in senso orizzontale del carico medio. La larghezza collaborante risulta essere pari a: $0.50 + 2 \times 0.70 = 1.90$ m

Il contributo al momento trasversale offerto dal carico q8 relativo al veicolo in svio è pari a:

$$Mq8 = -77.65 \text{ kNm/m} \quad Nq8 = -26.50 \text{ kN/m}$$

Si riassume brevemente i vari contributi evidenziati in precedenza:

- peso proprio:	Mg1 = ± 0.40 kNm/m	Vg1 = 2.75 kN/m
- permanenti portati:	Mg2 = ± 0.25 kNm/m	Vg2 = 1.55 kN/m
- accidentali Q1k + q1k	Mq1 = +34.30 kNm/m	Vq1 = 385.80 kg/m
q5	Mq5 = +5.40 kNm/m	Nq5 = 3.60 kN/m
q8	Mq8 = -77.6 kgm/m	Nq8 = -26.50 kg/m

I carichi precedentemente individuati vengono opportunamente fattorizzati al fine di condurre le verifiche agli SL.

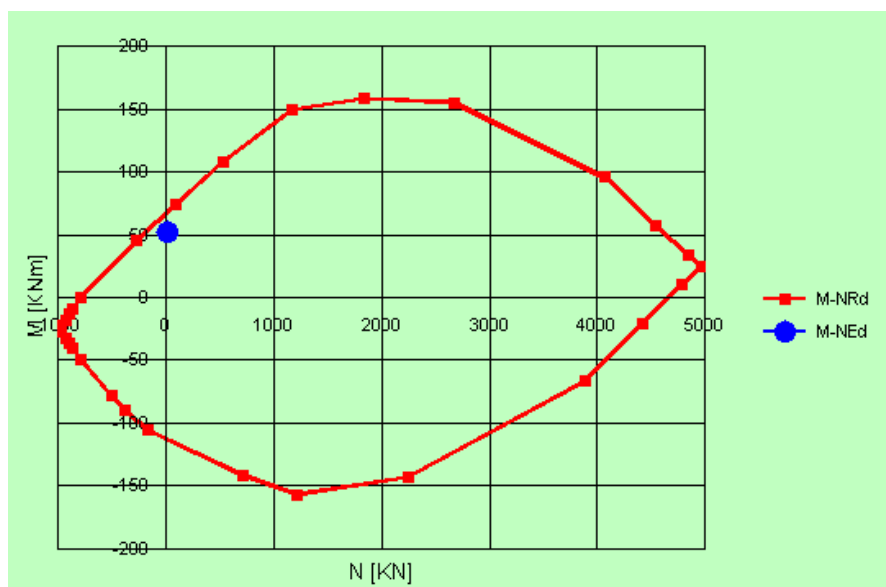
comb.	g1 peso proprio		g2 permanenti		q1 mobile		q5 vento			q8 urto			totale	
	coeff.	M [kNm]	coeff.	M [kNm]	coeff.	M [kNm]	coeff.	N [kN]	M [kNm]	coeff.	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
SLU	1.35	0.40	1.35	0.25	1.35	34.30	0.90	3.60	5.40	1.00	0.00	0.00	3.24	52.04
SLU	1.35	0.40	1.35	0.25	1.01	34.30	1.50	3.60	5.40	1.00	0.00	0.00	5.40	43.71
SLU	1.35	-0.40	1.35	-0.25	1.35	34.30	0.90	3.60	5.40	1.00	-26.50	-77.60	-23.26	-27.31
SLU	1.35	-0.40	1.35	-0.25	1.01	34.30	1.50	3.60	5.40	1.00	-26.50	-77.60	-21.10	-35.65
SLER	1.00	0.40	1.00	0.25	1.00	34.30	0.60	3.60	5.40	1.00	0.00	0.00	2.16	38.19
SLER	1.00	0.40	1.00	0.25	0.75	34.30	1.00	3.60	5.40	1.00	0.00	0.00	3.60	31.78
SLER	1.00	-0.40	1.00	-0.25	1.00	34.30	0.60	3.60	5.40	1.00	-26.50	-77.60	-24.34	-40.71
SLER	1.00	-0.40	1.00	-0.25	0.75	34.30	1.00	3.60	5.40	1.00	-26.50	-77.60	-22.90	-47.13
SLEQP	1.00	0.40	1.00	0.25	0.00	34.30	0.00	3.60	5.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.65
SLEQP	1.00	-0.40	1.00	-0.25	0.00	34.30	0.00	3.60	5.40	0.00	-26.50	-77.60	0.00	-0.65

comb.	g1 peso proprio		g2 permanenti		q1 mobile		totale
	coeff.	V [kN]	coeff.	V [kN]	coeff.	V [kN]	
SLU	1.35	2.75	1.35	1.55	1.35	385.80	526.64
SLER	1	2.75	1	1.55	1	385.80	390.10

Si esegue la verifica a resistenza della soletta nella combinazione di carico più gravosa rappresentata dalla combinazione SLU. Considerando di disporre in zona tesa 1Ø18/20 e in zona compressa 1Ø18/20 si ottengono i seguenti valori a rottura, le sollecitazioni flettenti positive:

Mrd = 68.20 kNm

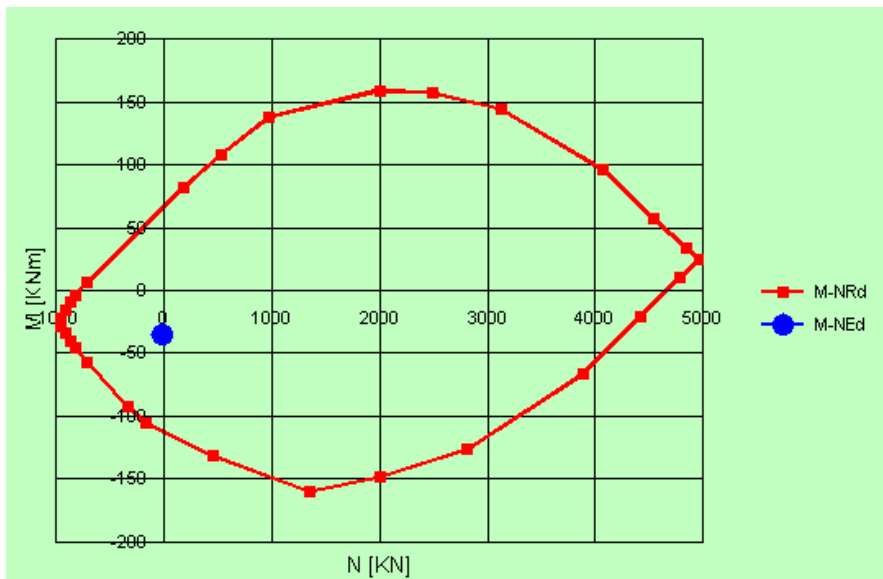
Nrd = 3.24 kN



Analogamente per le sollecitazioni flettenti negative:

Mrd = -112.30 kNm

Nrd = -21.10 kN



Per quanto riguarda il taglio la combinazione più gravosa è rappresentata dalla combinazione SLU. Data la particolarità della realizzazione della soletta è necessario assicurare che in senso trasversale avvenga la trasmissione delle azioni taglianti che assicura la collaborazione tra le travi assicurando la rigidezza trasversale dell'impalcato. A favore di sicurezza l'azione tagliente è affidata alla sola armatura trasversale :

$$V_{rd} = 574.90 \text{ kN}$$

Considerando le condizioni d'esercizio le massime tensioni nel cls e nell'acciaio risultano per la sezione a momento positivo:

$$\sigma_c = 9.58 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cSLER} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 232.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sSLER} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Analogamente per la sezione a momento negativo:

$$\sigma_c = 7.88 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cSLER} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 203.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sSLER} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Per quanto riguarda le verifiche di fessurazione si considera la sezione a momento negativo, in quanto più esposta ad un ambiente aggressivo, dettato dagli agenti atmosferici e dai sali disgelanti.

Il valore dell'ampiezza delle fessure risulta:

$$w_k = 0.002 \text{ mm} < w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

Per quanto riguarda l'armatura longitudinale è stata disposta nella misura di almeno 25% rispetto a quella trasversale, pari a 1Ø12/20 sia superiormente che inferiormente. La necessità di disporre tale armatura è stato dettato dal comportamento a "trave" in senso trasversale. Per maggiori dettagli sulla disposizione si rimanda agli elaborati grafici.

5.3. Soletta marciapiede

Per la soletta d'impalcato il calcolo si suddivide in:

Fase I: getto della soletta

Fase II: completamento della soletta + carichi esercizio

Il carico gravante in fase I relativo al peso proprio della soletta risulta interamente portato da una sottostruttura che ha la funzione di cassero temporaneo per il getto. A favore di sicurezza il carico del peso proprio sarà considerato concentrato all'estremità .

I carichi gravanti sulla sezione di fase II sono tutti i permanenti aggiunti a valle del getto della soletta ed i carichi mobili previsti dalla vigente normativa.

Fase I – getto della soletta

Considerando trasversalmente il comportamento a mensola offerto dalla presenza delle travi prefabbricate dell'impalcato, e considerando il carico concentrato all'estremità, le sollecitazioni risultano pari a:

$$\text{peso del getto integrativo: } g_1 = 0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.20 \text{ m} = 7.50 \text{ kN/m}$$

La luce di calcolo assunta pari allo sbalzo netto del marciapiede è pari a 0.80 m, pertanto i momenti flettenti nella sezione d'incastro sono pari a

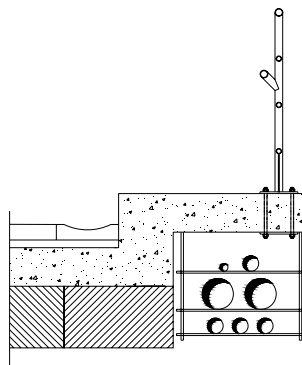
$$M_{g1} = - g_1 \times L = - 6.00 \text{ kNm/m}$$

Le azioni taglianti risultano:

$$V_{g1} = g_1 = 7.50 \text{ kN/m}$$

Fase II – Completamento della soletta

Con la maturazione del getto, la soletta in c.a. fornisce supporto per il completamento della sede stradale, con la realizzazione della pavimentazione e messa in opera di parapetti.



Per il valore dei carichi relativi alle finiture si rimanda alle analisi dettagliate precedentemente sviluppate. Si considera il contributo del parapetto e degli impianti. Considerando i vari contributi e la posizione rispetto alla sezione di verifica si ottengono i seguenti valori:

parapetto: $P1 = 0.50 \text{ kN/m}$ $d1 = 0.70 \text{ m}$

Impianti: $P2 = 0.30 \text{ kN/m}$ $d2 = 0.45 \text{ m}$

Assumendo lo stesso schema statico precedente i momenti flettenti d'incastro risultano pari a

$$Mg2 = - P1 \times d1 - P2 \times d2 = - 0.50 \text{ kNm/m}$$

Le azioni taglianti risultano:

$$Vg2 = P1 + P2 = 0.80 \text{ kN/m}$$

Fase II – carichi mobili

Carichi verticali

Carichi mobili ($q1$)

Secondo quanto prescritto dalla normativa NTC 08, per i ponti di 1a categoria, la verifica delle strutture secondarie, quali la soletta di marciapiedi non protetti da sicurvìa è da effettuarsi considerando la più gravosa tra le condizioni espresse utilizzando gli schemi di carico 1,2,3,4 e 5. Nel caso in esame la condizione più sfavorevole è dettata dallo schema 3 da utilizzare per i marciapiedi non protetti da sicurvìa con carico $Q1k$ su impronte di $40 \times 40 \text{ cm}$.

Per determinare il taglio e il momento nella sezione di campata, considerando lo spessore della soletta costante, risulta lecito effettuare una diffusione a 45° in senso orizzontale del carico medio. La larghezza collaborante risulta essere pari a: $0.40 + 0.25 = 0.65 \text{ m}$

$$Q1k = 150 \text{ kN} / (0.65 \text{ m} \times 0.65 \text{ m}) = 355 \text{ kN/m}^2$$

Il momento massimo trasversale risulta essere pari a:

$$M_{q1} = -124.25 \text{ kNm/m} \quad V_{q1} = 355 \text{ kN/m}$$

Carichi orizzontali

Azione dell'urto su parapetto (q8)

Ai sensi della vigente normativa NTC 08 si applica una forza concentrata pari a 1.50 kN/m applicata a 1.10 m d'altezza rispetto al piano.

Il contributo al momento trasversale offerto dal carico q8 relativo all'urto sul parapetto è pari a:

$$M_{q8} = -1.65 \text{ kNm/m} \quad N_{q8} = -1.50 \text{ kN/m}$$

Si riassume brevemente i vari contributi evidenziati in precedenza:

- peso proprio:	$M_{g1} = -6.00 \text{ kNm/m}$	$V_{g1} = 7.50 \text{ kN/m}$
- permanenti portati:	$M_{g2} = -0.50 \text{ kNm/m}$	$V_{g2} = 0.80 \text{ kN/m}$
- accidentali Q1k	$M_{q1} = -124.25 \text{ kNm/m}$	$V_{q1} = 355 \text{ kg/m}$
q8	$M_{q8} = -1.65 \text{ kgm/m}$	$N_{q8} = -1.50 \text{ kg/m}$

I carichi precedentemente individuati vengono opportunamente fattorizzati al fine di condurre le verifiche agli SL.

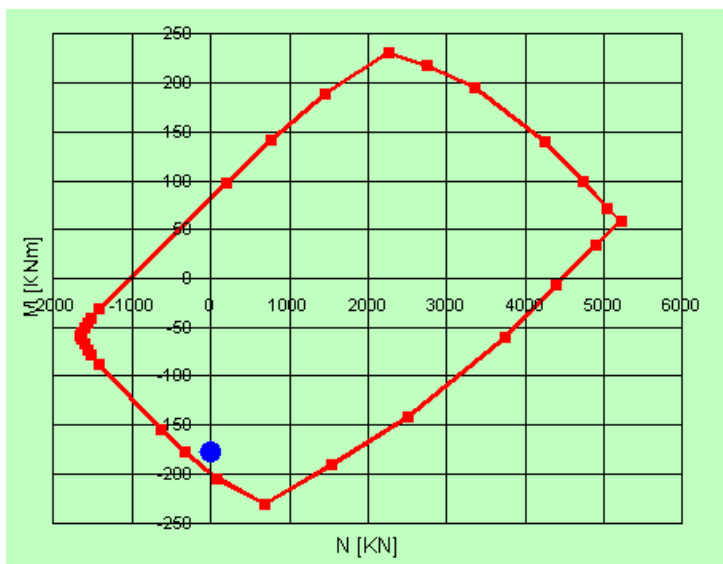
comb.	g1 peso proprio		g2 permanenti		q1 mobile		q8 urto			totale	
	coeff.	M [kNm]	coeff.	M [kNm]	coeff.	M [kNm]	coeff.	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
SLU	1.35	-6.00	1.35	-0.50	1.35	-124.25	1.00	-1.50	-1.65	-1.50	-178.16
SLER	1.00	-6.00	1.00	-0.50	1.00	-124.25	1.00	-1.50	-1.65	-1.50	-132.40
SLEQP	1.00	-6.00	1.00	-0.50	0.00	-124.25	0.00	-1.50	-1.65	0.00	-6.50

comb.	g1 peso proprio		g2 permanenti		q1 mobile		totale
	coeff.	V [kN]	coeff.	V [kN]	coeff.	V [kN]	
SLU	1.35	7.50	1.35	0.80	1.35	355.00	490.46
SLER	1	7.50	1	0.80	1	355.00	363.30

Si esegue la verifica a resistenza della soletta nella combinazione di carico più gravosa rappresentata dalla combinazione SLU. Considerando di disporre in zona tesa 1Ø20/10 e in zona compressa 1Ø12/10 si ottengono i seguenti valori a rottura:

$$M_{rd} = -199.50 \text{ kNm}$$

$$N_{rd} = -1.50 \text{ kN}$$



Per quanto riguarda il taglio la combinazione più gravosa è rappresentata dalla combinazione SLU. Data la particolarità della realizzazione della soletta è necessario assicurare che in senso trasversale avvenga la trasmissione delle azioni taglianti che assicura la collaborazione tra le travi assicurando la rigidità trasversale dell'impalcato. A favore di sicurezza l'azione tagliante è affidata alla sola armatura trasversale :

$$V_{rd} = 1419.50 \text{ kN}$$

Considerando le condizioni d'esercizio le massime tensioni nel cls e nell'acciaio risultano:

$$\sigma_c = 16.22 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cSLER} = 17.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 250.80 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sSLER} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Per quanto riguarda le verifiche di fessurazione, il valore dell'ampiezza delle fessure risulta:

$$w_k = 0.02 \text{ mm} < w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

Per quanto riguarda l'armatura longitudinale è stata disposta nella misura di almeno 25% rispetto a quella trasversale, pari a 1Ø14/20 sia superiormente che inferiormente. La necessità di disporre tale armatura è stata dettata dal comportamento a "trave" in senso trasversale. Per maggiori dettagli sulla disposizione si rimanda agli elaborati grafici.

6. TRAVI PRINCIPALI

Le travi principali sono realizzate con elementi prefabbricati, precomprese a trefoli aderenti e di sezione 70x40.

Le sollecitazioni saranno calcolate considerando uno schema statico di trave in semplice appoggio. Le verifiche verranno valutate considerando le seguenti fasi costruttive e sommando opportunamente le tensioni derivanti.

Le fasi considerate risultano:

Fase 0: pp trave + precompressione (tiro a vuoto)

Fase1: realizzazione del getto della soletta.

Fase2: la soletta d'impalcato è diventata collaborante e vengono aggiunti i carichi permanenti portati. Si scontano inoltre le tensioni derivanti dal ritiro e degli effetti della temperatura.

Fase3: come fase 2 con aggiunta dei carichi accidentali.

6.1. Verifiche di esercizio

Si riportano nel presente paragrafo i risultati dell'analisi statica in termini di sforzi massimi per le combinazioni di carico più significative analizzandole per ogni fase tra quelle precedentemente specificate. Per ciascuna condizione di carico gli sforzi sono calcolati in base al relativo coefficiente di omogeneizzazione.

- fase 0 peso proprio trave +precompressione***

	pp trave+precompressione			
	No	Mo	Mg	TOT1
sigma Ssup	0.00	0.00	0.00	0.00
sigma Assup	0.00	0.00	0.00	0.00
sigma Asinf	0.00	0.00	0.00	0.00
sigma Sinf	0.00	0.00	0.00	0.00
sigma Csup	14.45	-24.12	3.59	18.04
sigma Apsup	77.35	-91.57	13.63	90.98
sigma Apinf	77.35	80.82	-12.03	65.32
sigma Cinf	14.45	22.70	-3.38	11.07

- fase 1 perdite ritiro+viscosità+rilassamento***

	perdite		
	N	M	TOT2
sigma Ssup	0.00	0.00	0.00
sigma Assup	0.00	0.00	0.00

sigma Asinf	0.00	0.00	0.00
sigma Sinf	0.00	0.00	0.00
sigma Csup	-2.17	-3.62	-5.79
sigma Apsup	-11.60	-13.74	-25.34
sigma Apinf	-11.60	12.12	0.52
sigma Cinf	-2.17	3.41	1.24

- fase 1 getto soletta**

getto soletta

	M
sigma Ssup	0.00
sigma Assup	0.00
sigma Asinf	0.00
sigma Sinf	0.00
sigma Csup	2.26
sigma Apsup	8.57
sigma Apinf	-7.56
sigma Cinf	-2.12

- fase 2 permanenti portati**

permanenti portati

	M
sigma Ssup	0.53
sigma Assup	8.91
sigma Asinf	6.37
sigma Sinf	0.20
sigma Csup	0.66
sigma Apsup	2.14
sigma Apinf	-4.34
sigma Cinf	-1.10

- fase 2 viscosità+ritiro soletta**

ritiro+viscosità soletta

	N sol	N	M	TOT3
sigma Ssup	-3.02	0.50	3.12	0.60
sigma Assup	-58.43	9.66	52.77	4.00
sigma Asinf	-58.43	9.66	37.73	-11.04
sigma Sinf	-3.02	0.50	1.17	-1.35
sigma Csup	0.00	1.68	3.93	5.61
sigma Apsup	0.00	8.97	12.69	21.66
sigma Apinf	0.00	8.97	-25.71	-16.74
sigma Cinf	0.00	1.68	-6.50	-4.82

- fase 3 vento carico**

vento ponte carico

	M
sigma Ssup	0.086
sigma Assup	0.418
sigma Asinf	0.269

sigma Sinf	0.021
sigma Csup	0.021
sigma Apsup	0.028
sigma Apinf	-0.354
sigma Cinf	-0.083

- **fase 3 mobili**

accidentali

M

sigma Ssup	6.972
sigma Assup	34.112
sigma Asinf	21.928
sigma Sinf	1.690
sigma Csup	1.690
sigma Apsup	2.261
sigma Apinf	-28.851
sigma Cinf	-6.761

- **fase finale**

TOT

sigma Ssup	8.180
sigma Assup	47.442
sigma Asinf	17.530
sigma Sinf	0.560
sigma Csup	22.492
sigma Apsup	100.302
sigma Apinf	7.993
sigma Cinf	-2.582

Le tensioni indicate nella fase finale sono la somma algebrica più gravosa delle singole componenti precedentemente individuate.

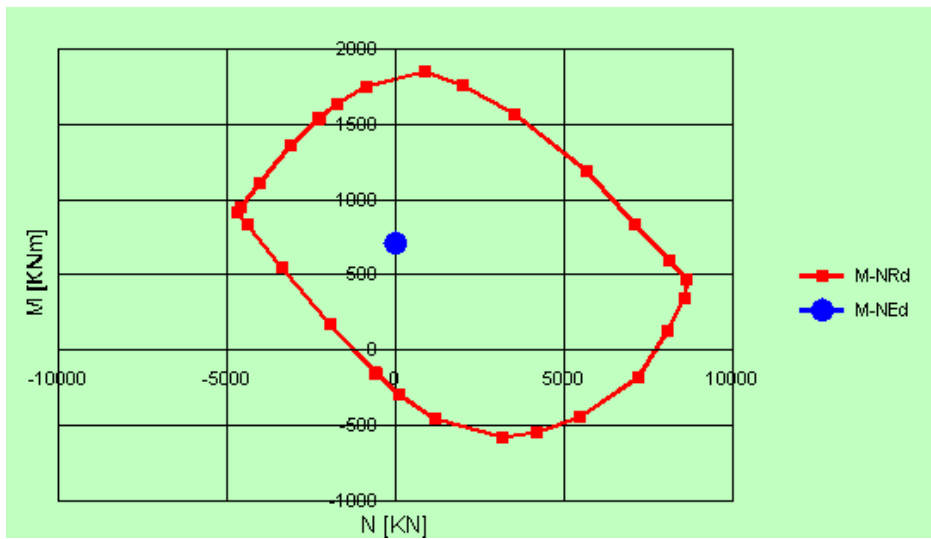
Le tensioni determinate risultano inferiori ai valori ammissibili, per tanto le verifiche sono soddisfatte.

E' stata condotta la verifica di resistenza della sezione composta considerando le combinazioni secondo gli stati limite. Il momento sollecitante risulta:

$$M_{sd} = (70.1 + 44.05 + 43.05) \times 1.35 + (287.7 + 81.1) \times 1.35 + 4.50 \times 1.35 \times 0.6 = 713.75 \text{ kNm}$$

Si è determinato il dominio di rottura riferendo le azioni sollecitanti alla sezione in cls e si ottengono i seguenti valori a rottura:

$$M_{rd} = 1826 \text{ kNm}$$



La solidarizzazione tra la soletta di cls e la trave prefabbricata non viene affidata all'aderenza tra i due materiali, ma si realizza attraverso particolari dispositivi di collegamento in acciaio, da disporre lungo tutta la trave. Quella adottata nel caso in esame è una connessione a taglio con staffe.

Considerando la massima azione tagliante agente agli appoggi risulta allo SLU:

$$V_{sd} = (31.35 + 19.70 + 19.25) \times 1.35 + (73.25 + 63.50 + 36.25) \times 1.35 + 2.00 \times 1.35 \times 0.6 = 330 \text{ kNm}$$

Si rimanda al fornitore delle travi prefabbricate il loro dimensionamento e disposizione.

7. CUSCINETTI D'APPOGGIO

La tipologia dei cuscinetti d'appoggio adottati è quella in neoprene armato. Qui di seguito si riportano i carichi sugli appoggi.

Lo schema di vincolo prevede la presenza di appoggi dislocati in sommità alle spalle posizionati in asse alle travi e orditi ortogonalmente a tale asse.

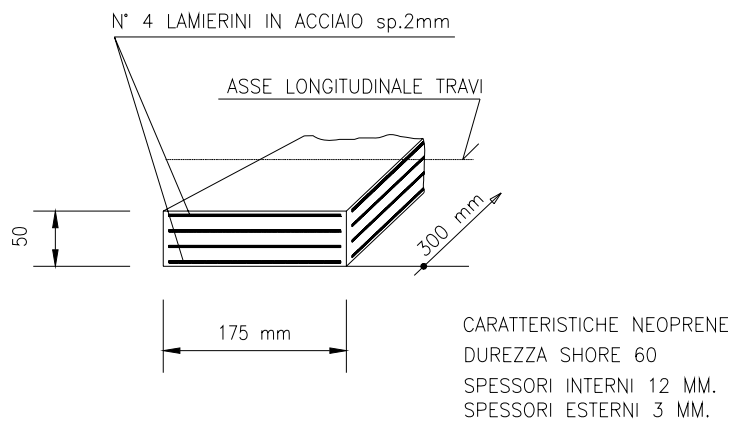
A seguire viene specificato in dettaglio la geometria del cuscinetto e i carichi relativi, nonché le verifiche necessarie.

Geometria cuscinetto

$$a = 300 \text{ mm}$$

$$b = 175 \text{ mm}$$

$$h = 2 \times 3 + 4 \times 2 + 3 \times 12 = 50 \text{ mm}$$



Carichi sul cuscinetto

a) Pesi permanenti

7.575 t/cuscinetto

b) Sovraccarichi stradali

$$T_{\max} =$$

17.582 t/cuscinetto

c) Azioni eccezionali

$$T_{\max} =$$

0.603 t/cuscinetto

Totale carichi verticali = 25.760 t/cuscinetto

c) Effetti longitudinali di ritiro termico: $\Delta T = 30^\circ$

$$0.000012 \times 30 \times 9.00 / 2 = 0.00162 \text{ m}$$

d) Effetto frenatura

$$T_{\max} = 1.600 \text{ t/cuscinetto}$$

e) Rotazione in appoggio

La freccia in mezzzeria risulta:

- accidentali

$$f = 0.00079 \text{ m}$$

- permanenti

$$f_1 = 5/384 * (11.40+4.30) * 9.00^4 / (3641600/3 * 0.0097775) = 0.00113 \text{ m}$$

- peso proprio (2/3 del fluage scontati prima del varo)

$$f_2 = 5/384 * (7.00) * 9.00^4 / (3641600 * 2/3 * 0.0097775) = 0.00025 \text{ m}$$

$$\begin{array}{rcl} f_{\text{tot}} & = & 0.00217 \\ \text{m} & & \end{array}$$

La rotazione in appoggio risulta pertanto, tenendo conto degli errori di posa (0.005):

$$\tan \alpha = 0.00217 * 2 / (9.00 / 2) + 0.005 = 0.0059644$$

Verifiche statiche di resistenza

Le verifiche sono state effettuate attraverso il codice di calcolo "Appoggi". I risultati dell'elaborazione sono presentati a pagina seguente.

=====

CALCOLO DEI CUSCINETTI DI APPOGGIO

=====

IL CALCOLO E LE VERIFICHE CHE SEGUONO SONO SVOLTI IN CONFORMITA' ALLA NORMATIVA CNR - UNI 10018 - 87

CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI APPOGGI

LUNGHEZZA	=	17.5	CM
LARGHEZZA	=	30	CM
SPESSORE UNITARIO GOMMA	=	1.2	CM
NUMERO STRATI GOMMA	=	3	
SPESSORE TOTALE	=	5	CM
DUREZZA SHORE	=	60	
COEFFICIENTE DI FORMA	=	4.605263	
MODULO ELASTICO GOMMA	=	10	KG/CM^2
SFORZO NORMALE MASSIMO	=	25760	KG
SFORZO NORMALE MINIMO	=	7575.3	KG
ACCORCIAMENTO TOTALE	=	.162	CM
FORZA ORIZZ. ACC. (X)	=	1600	KG
FORZA ORIZZ. ACC. (Y)	=	0	KG
TANGENTE à	=	.0059644	

RELAZIONI FRA CARICHI, TENSIONI E DEFORMAZIONI

```

-----
TENSIONE NORMALE DOVUTA AL CARICO N (MAX)  =  52.87077  KG/CM^2
TENSIONE TANG.   DOVUTA AL CARICO N (MAX)  =  17.22077  KG/CM^2
SFORZO ORIZZ. PERMANENTI E VAR. TERMICHE   =  236.25    KG
TENSIONE TANG. DOVUTA A FORZA ORIZZ. TOT.   =  1.973809  KG/CM^2
TENSIONE TANG. DOVUTA ALLA ROTAZIONE          =  2.114117  KG/CM^2
TENSIONE NORMALE DOVUTA AL CARICO N (MIN)   =  15.54782  KG/CM^2

```

VERIFICHE STATICHE

DI RESISTENZA :

T (N) + T (α) = 19.33488 <= 30 KG/CM^2

T (H) = 1.973809 <= 5 KG/CM^2

A/6 * TAN α = 1.739617E-02

<= .1561357

ALLO SLITTAMENTO :

S N (MIN) = 15.54782 >= 15 KG/CM^2

(H / N) MAX = .1367933 <= .2261913

DI STABILITA' : [SPESSORE TOT. = 5 > 3.5]

S N = 52.87077 <= 107.4561 CM

DELLE ARMATURE METALLICHE :

SPESSORE MINIMO = 7.930616E-02 CM

SI E' ASSUNTO S = .2 > 7.930616E-02 CM

8. GIUNTI DILATAZIONE

In corrispondenza delle spalle sono da prevedersi dei giunti di dilatazioni al fine di permettere lo spostamento della sommità della soletta compatibilmente con le deformazioni dovute ai carichi termici, sismici, ritiro e accidentali. Si tenga presente che gli effetti dovuti al peso proprio, permanenti portati e cedimenti sono di valore opposto agli altri contributi..

Valutando la somma dei contributi precedentemente indicati si perviene ad un valore molto modesto, tuttavia al fine di poter alloggiare il dispositivo di giunto si lascia un giunto massimo di 50 mm

9. SPALLE

Le spalle del ponte hanno spessore costante alla base di 70 cm e alla quota di appoggio dell'impalcato presentano un parapetto di 25 cm di spessore lasciando una zona di appoggio per le travi di 75 cm.

L'asse dell'appoggio delle travi è assunto a 30 cm dal bordo della spalla stessa.

Volendo eseguire un'analisi della spalla "a metro lineare", relativamente agli stati limite ultimi, si diffonde la reazione della zona della corsia convenzionale anche al resto dello sviluppo della spalla (a favore di sicurezza in quanto la restante parte dell'impalcato sarebbe caricato da una sola seconda colonna di carico con intensità ridotta), e di dividere la forza di frenatura al 50% per ogni spalla, i carichi massimi in testa alla spalla sono pari a:

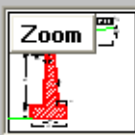
$$F_v = 455.95 \text{ kN} \quad F_h = 45.7 \text{ kN}$$

Lo sbilanciamento delle colonne di carico è un momento torcente per l'impalcato che si trasforma in flettente per la spalla secondo la direzione della massima inerzia e pertanto con un effetto trascurabile sulla spalla stessa.

Occorre inoltre considerare la spinta del terreno a monte della spalla stessa, per la quale sono stati considerati i seguenti parametri geotecnici:

$$\phi = 28^\circ \quad \gamma = 18 \text{ kN/mc}$$

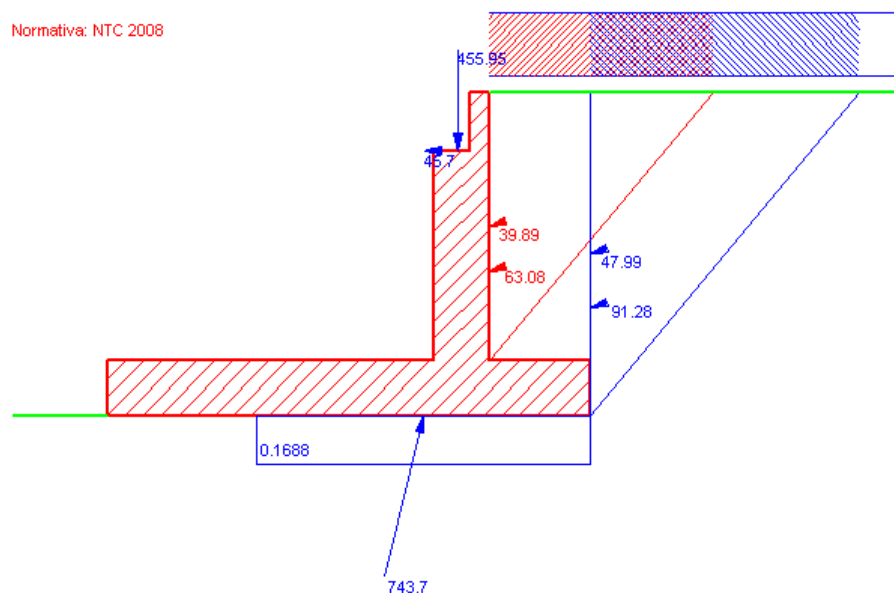
A monte della spalla si considera anche un carico accidentale di 20 kN/mq.

Altezza paraghiaia (m)	h1	0.75	Angolo attrito interno	φ°	28	Impalcato									
Spessore paraghiaia (m)	s1	0.25	Ang. attrito terra-muro	δ°	18	Ni	55.95 dN 0.30								
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	φ_f°	18	Vi	45.70 kN								
Altezza parete (m)	h2	2.70	Peso spec. terre [kN/m3]	γ_t	25										
Spessore in testa (m)	s2	0.7	Peso spec. muro [kN/m3]	γ_m	18										
Spessore alla base (m)	s3	0.7	Dati Sisma	K_v	0.0079	K_h	0.0158								
Altezza fondazione (m)	h3	0.7	N° lati terreno	1			<table border="1"> <tr> <th></th> <th>Lungh.</th> <th>Dislivello</th> <th>q</th> </tr> <tr> <td>Lato 1</td> <td>10</td> <td>0</td> <td>20</td> </tr> </table>		Lungh.	Dislivello	q	Lato 1	10	0	20
	Lungh.	Dislivello	q												
Lato 1	10	0	20												
Sbalzo fond. contro terra	L1	1.30	Calcolo	Visualizza											
Larghezza totale fond.	L2	6.20													

Parete		Fondazione			Sbalzi Fondazione	
St	63.08 kN	Ribaltamento	Scorimento	Schiacciamento	M valle	326.7
Sq	39.89 kN	St	91.28 ?1	St	82.98 ?1	M monte
Ss	0 kN	Sq	47.99	Sq	41.59	
Si	0 kN	Ss	0	Ss	0	
M	328.2 kNm	Si	0	Si	0	
N	475.8 kN	Mr	181.0	V	177.9	M
V	166.5 kN	Ms	2,778	N	722.1	N
?1		Ms/Mr	15.35	c.scor.	1.055	V

$\sigma_{t, valle}$	0 MPa
$\sigma_{t, monte}$	0.1688
% comp.	68.99
Verifiche più gravose	

Normativa: NTC 2008



Dati
 $\varphi = 28^\circ$
 $\delta = 18^\circ$
 $\varphi_f = 18^\circ$
 $\gamma_t = 25 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$
 $k_h = 0.0158$; $k_v = 0.0079$
 $N_i = 455.95$
 $dN = 0.3$
 $V_i = 45.7$
 $V_i = 45.7$
Sollecitazioni Parete
 $St = 63.08$
 $Sq = 39.89$
 $Ss = 0$
 $Si = 0$
 $M = 328.2$
 $N = 475.8$
 $V = 166.5$
Sollecitazioni Fondazione per Ribaltamento
 $St = 91.28$
 $Sq = 47.99$
 $Ss = 0$
 $Si = 0$
 $Mr = 181.0$
Verifiche Fondazione
 Sicurezza ribaltamento = 15.35
 Sicurezza scorrimento = 1.055
 $M = -694.1$
 $N = 722.1$
 $\sigma_{t, valle} = 0 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{t, monte} = 0.1688 \text{ N/mm}^2$
 $M \text{ sbalzo valle} = 326.7$
 $M \text{ sbalzo monte} = -59.12$

Per l'analisi della spalla si considera uno schema statico di mensola incastrata alla base di altezza 4.0 m soggetta ai carichi precedentemente descritti, e le sollecitazioni massime al piede sono pari a:

$$N_{\text{piede}} = 475.8 \text{ kN/m} \quad V_{\text{piede}} = 166.5 \text{ kN/m} \quad M_{\text{piede}} = 328.2 \text{ kNm/m}$$

Considerando la sezione resistente 70x100 cm (altezza utile 65 cm), armata con 1+1Ø20/20

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	15.71	65

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

N_{Ed}	<input type="text" value="475.8"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M_{xEd}	<input type="text" value="328.2"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M_{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali

B450C		C25/30	
ε_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="14.17"/> N/mm²
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="9.75"/> N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

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

N° rett.

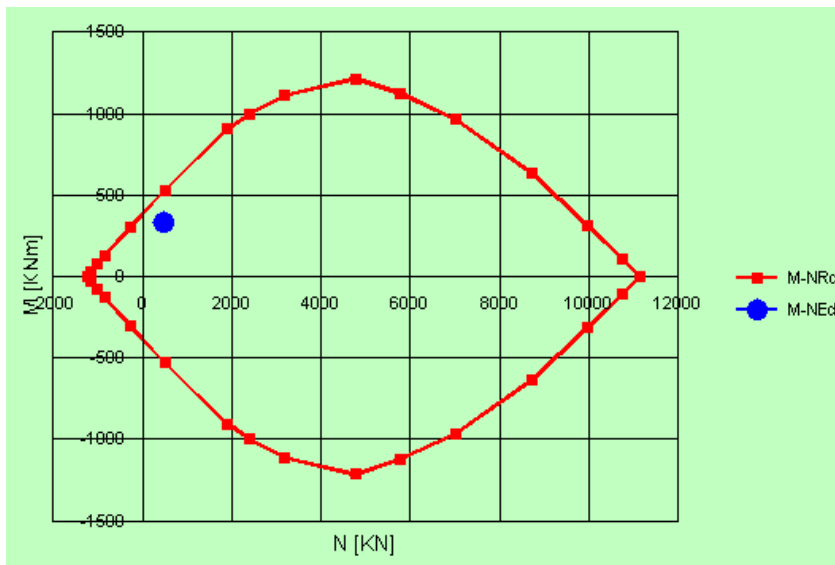
Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Si è determinato il dominio di rottura riferendo le azioni sollecitanti alla sezione in cls e si ottengono i seguenti valori a rottura:

$$M_{rd} = 528.4 \text{ kNm} \quad N_{rd} = 475.8 \text{ kNm}$$



Considerando la sezione non armata a taglio risulta :

$$VRd = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 255.50 \text{ kN}$$

$$b_w \quad [\text{cm}] \quad 100.00$$

$$d \quad [\text{cm}] \quad 65.00$$

$$A_{sl} \quad [\text{cm}^2] \quad 15.71$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02 \quad \mathbf{0.0024}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2 \quad \mathbf{1.55}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \mathbf{0.34}$$

Per quanto riguarda le verifiche in esercizio, risulta :

Titolo :

Altezza paraghiaia (m) h1 **Angolo attrito interno** φ^o

Spessore paraghiaia (m) s1 **Ang. attrito terra-muro** δ^o

Inclinazione parete (%) i **Ang. attrito fondazione** φ_f^o

Altezza parete (m) h2 **Peso spec. terre [kN/m3]** γ_t

Spessore in testa (m) s2 **Peso spec. muro [kN/m3]** γ_m

Spessore alla base (m) s3 **Dati Sisma** K_v K_h

Altezza fondazione (m) h3 **N° lati terreno**

Sbalzo fond. contro terra L1


Larghezza totale fond. L2 **Calcolo** **Visualizza**

Impalcato

Ni dN

Vi kN

Zoom



	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	10	0	20

Parete

St kN

Sq kN

Ss kN

Si kN

M kNm

N kN

V kN

Fondazione

Ribaltamento

St

Sq

Ss

Si

Mr

Ms

Ms/Mr

Scorrimento

St

Sq

Ss

Si

V

N

c.scor.

Schiacciamento

St

Sq

Ss

Si

M

N

V

Sbalzi Fondazione

M valle

M monte

$\sigma_{t, valle}$ MPa

$\sigma_{t, monte}$

% comp.

1 Verifiche statiche

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	15.71	65

Sollecitazioni
☐ S.L.U. ☒ Metodo n

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

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] x_N y_N

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

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

Materiali

B450C	C25/30
ε_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	σ_{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E_s <input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="14.17"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
σ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1.829"/>

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

Verifica
N° iterazioni:

☐ Precompresso

I valori delle tensioni risultano inferiori ai valori ammissibili e non si ha la formazione di fessure dato il modesto tasso di lavoro delle armature.

Le verifiche risultano soddisfatte.

10. FONDAZIONI.

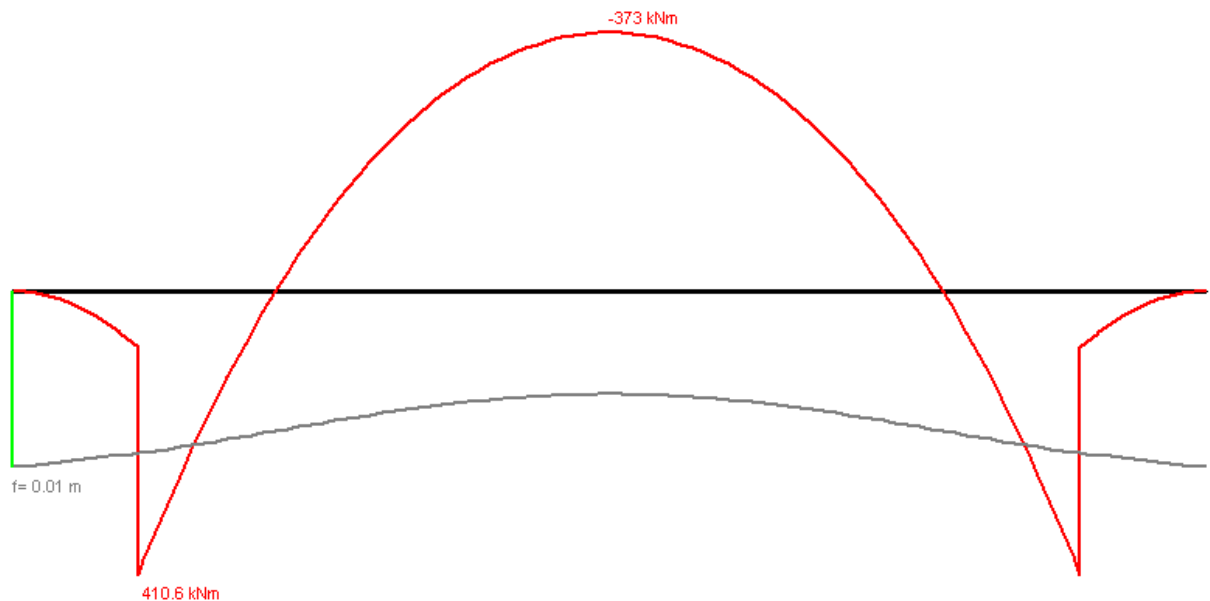
Il ponte oggetto della relazione ha come fondazione una platea di dimensioni in pianta 12.35 m di lunghezza e 11.00 m di larghezza con altezza variabile da 95 cm a 70 cm, in quanto costituisce il fondo dell'alveo.

La scelta di utilizzare tale tipologia di fondazione è derivata a valle delle valutazioni effettuate sulla capacità portante da parte del Geologo in un'apposita relazione.

Considerando uno schema statico di trave su suolo elastico con costante di sottofondo cautelativamente pari a 1 kg/cm³, e utilizzando le sollecitazioni trasmesse dalla spalla, le sollecitazioni flessionali massime all'interno della platea risultano :

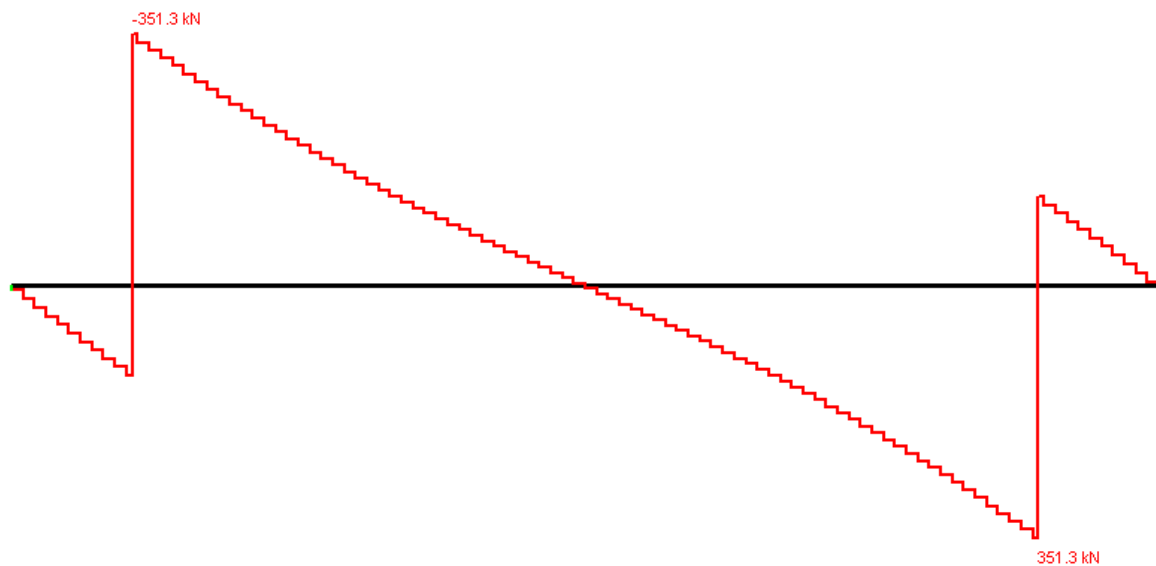
$$M_{\max}^+ = 416.6 \text{ kNm} \quad M_{\max}^- = -373 \text{ kNm}$$

$$L_{\text{uce}} = 12.35 \text{ m}; E = 31,400 \text{ MPa}; J = 2,858,333 \text{ cm}^4; K = 1 \text{ daN/cm}^3; b = 1 \text{ m}$$



Mentre quelle taglianti risultano:

$$V_{\max} = 351.3 \text{ kN}$$



Disponendo sia in campata che in corrispondenza delle spalle 1+1Ø20/10 determinando il dominio di rottura si ottengono i seguenti valori a rottura:

$$M_{rd} = -754.8 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = +754.8 \text{ kNm}$$

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	31.42	65

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

N _{Ed} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd} <input type="text" value="373"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd} <input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.- ☐ Metodo n
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="14.17"/> N/mm²
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="9.75"/> N/mm²
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.6"/> N/mm²
	τ_{c1} <input type="text" value="1.829"/> N/mm²

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

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L_o cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Titolo :

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	31.42	5
			2	31.42	65

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="410"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Materiali

B450C

C25/30

ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="14.17"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

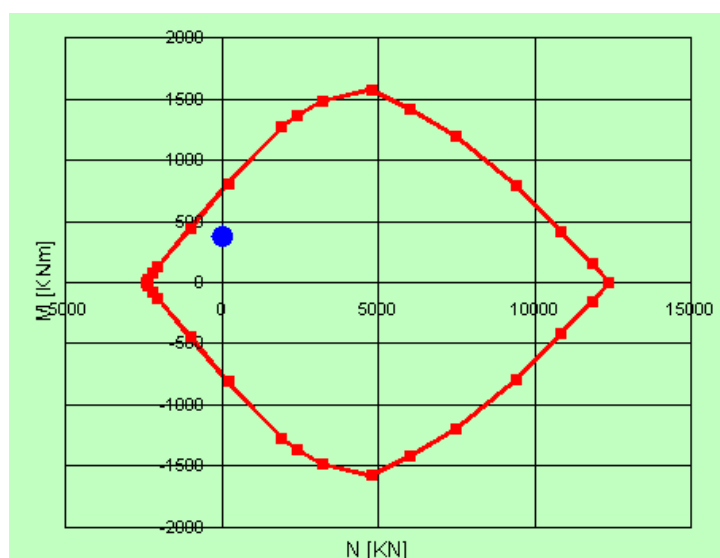
Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

L₀ cm

☐ Precompresso



Considerando la sezione non armata a taglio risulta :

$$VRd = (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 275.82 \text{ kN}$$

b_w	[cm]	100.00
d	[cm]	64.00
A_{sl}	[cm ²]	31.42
$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$		0.0049
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		1.56
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		0.34

La verifica non è soddisfatta e quindi è necessario armare a taglio la sezione, disponendo staffe Ø10/30 a 4 braccia si ottiene:

$$VRd = \min (VR_{sd}; VR_{cd}) = 594 \text{ kN}$$

$$VR_{sd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$VR_{cd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg} 2\theta)$$

α	°	90
\emptyset	[mm]	10
s	[cm]	30
n_{bracci}		4
A_{sw}	[mm ²]	316.00
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	[N/mm ²]	0.00
α_c		1.00
$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$	[N/mm ²]	7.06
$\operatorname{ctg} \theta$		2.50
$\operatorname{ctg} \alpha$		0.00
V_{Rsd}	[kN]	593.53
V_{Rcd}	[kN]	1401.27
V_{Rd}	[kN]	593.53

11. PROVVEDIMENTI PROVVISORI.

Al fine di garantire la realizzazione della platea di fondazione e la necessità di limitare l'area di scavo a ridosso dell'opera, sono stati previsti dei provvedimenti provvisori, nella fattispecie, delle paratie a sbalzo. L'ubicazione di tali opere interessa le zone laterali della spalla nord e il fronte della spalla sud in prossimità di una cabina elettrica esistente. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

Le paratie saranno realizzate infiggendole nel terreno per una profondità di circa 8 m a fronte di uno sbancamento di circa 4.00 m. Durante gli scavi l'eventuale flusso di acque presente sarà rimosso attraverso pompe.

Ai fini del calcolo delle azioni, sviluppato nelle pagine a seguire, è necessario identificare alcuni parametri utili.

La vita nominale della struttura è stata assunta pari a $V_N \leq 2$ anni pertanto risulta relativa ad un'opera provvisoria quindi le verifiche sismiche non sono da considerare.

Con riferimento alla relazione geologico-geotecnica redatta dai Dott. Geol. E. De Maron si evince che la natura del suolo su cui sarà eseguito l'intervento è classificato come terreno tipo sabbia-argillosa ricadente nella categoria di sottosuolo tipo C.

11.1. Analisi dei carichi

I carichi agenti sulla palandola sono i seguenti:

- peso proprio terreno a monte/valle secco $\gamma_d = 18 \text{ daN/mc}$
- peso proprio terreno a monte/valle saturo $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ daN/mc}$

φ : angolo d'attrito terreno = 28°

δ : angolo d'attrito terreno-muro = 15°

δ_f : angolo d'attrito terreno-fondazione = 15°

Durante le fasi di realizzazione dello scavo e delle spalle del ponte si è disposto di non avere carichi accidentali a monte delle paratie.

A favore di sicurezza si è considerato il terreno saturo nonostante la presenza delle pompe che garantiscono l'emungimento dell'acqua dall'alveo, non instaurando dei moti di filtrazione.

11.2. Analisi della struttura

Considerando i carichi prima individuati è stata condotta l'analisi tramite un foglio di calcolo valutando l'infissione della paratia e le sollecitazioni massime.

INFISSIONE STATICO						
			piani campagna >> livello falde			
altezza scavo	h	4.00	m	hp terra secco monte/valle	yi	
infissione th	d2 th	3.68	m	Stm h	15138	kg/m 2.35 m
infissione	d	4.04	m	Sq	0	kg/m 3.53 m
L paratia	l	8.04	m	Stv h	45473	kg/m 1.02 m
sovraccarico monte	qm	0	kg/mq	Stm h	22111	kg/m 2.56 m
sovraccarico valle	qv	0	kg/mq	Sq	0	kg/m 3.84 m
				Stv h	46171	kg/m 1.23 m
gamma terra	gt	2000	kg/mc			
				A1+M1+R1		
angolo attrito terra	fi	28		Mrib	46261	kgm/m
angolo attrito	delta	18.67		Mstab	46263	kgm/m
coeff spinta attiva	ka	0.32129				
coeff spinta passiva	kp	5.15249		A2+M2+R1		
angolo attrito terra'	fi*	23.04		Mrib	56575	kgm/m
angolo attrito'	delta'	15.36		Mstab	56575	kgm/m
coeff spinta attiva	ka*	0.38917				
coeff spinta passiva	kp*	3.54332				

Dai calcoli si adotta una lunghezza d'infissione pari a 8.00 m

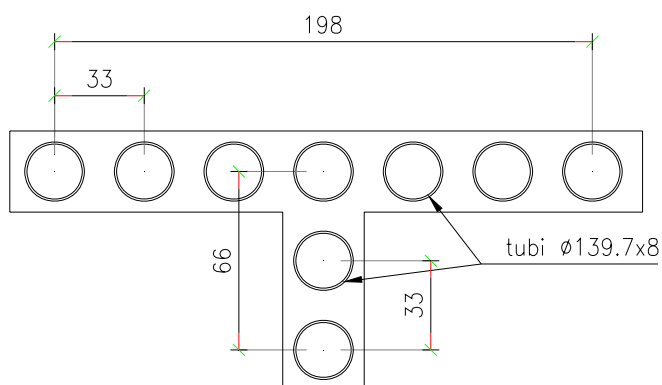
SOLLECITAZIONE STATICO						
			piani campagna >> livello falde			
altezza scavo	h	4.00	m	hp terra secco monte/valle	yi	
annullo taglio	zo1	1.59	m	Stm	9519	kg/m
	zo2	1.98	m	Sq	0	kg/m
T=0	zo	5.98	m	Stv	12375	kg/m
sovraccarico monte	qm	0	kg/mq	Stm	13432	kg/m
sovraccarico valle	qv	0	kg/mq	Sq	0	kg/m
				Stv	13432	kg/m
gamma terra	gt	2000	kg/mc			
				A1+M1+R1		
angolo attrito terra	fi	28		Vmax	12375	kg/m
angolo attrito	delta	18.67		Mmax	16500	kgm/m
coeff spinta attiva	ka	0.32129				
coeff spinta passiva	kp	5.15249		A2+M2+R1		
angolo attrito terra'	fi*	23.04		Vmax	13432	kg/m
angolo attrito'	delta'	15.36		Mmax	17909	kgm/m
coeff spinta attiva	ka*	0.38917				
coeff spinta passiva	kp*	3.54332				

Le sollecitazioni massime risultano pari a:

$$M_{\max} = 17910 \text{ kgm/m}$$

$$V_{\max} = 13435 \text{ kg/m}$$

Dato l'elevato momento flettente alla base della paratia si sono aggiunti dei contrafforti al fine di irrigidire la struttura e aumentarne la resistenza. Lo schema modulare della sezione resistente è così composto:



Adottando dei tubi Ø139.7x8 in S275 disposti come indicato si ottiene, considerando un regime elastico, le tensioni riportate nei diagrammi successivi.

Per quanto riguarda il taglio, la sezione in esame sopporta un taglio massimo in regime elastico pari a 18155 kg/palo

Tali valori risultano inferiori ai valori ammissibili del materiale utilizzato.

Titolo :

Tipo Sezione
Solo barre

N° barre 9 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
5	33.1	66	0
6	33.1	99	0
7	33.1	-33	0
8	33.1	-66	0
9	33.1	-99	0

Sollecitazioni

S.L.U. → **Metodo n** ←

N Ed 0	0 kN
M xEd 0	358.2 kNm
M yEd 0	0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0

yN 0

Coord.

Metodo di calcolo

☒ **Metodo n**

Materiali

B450C

ϵ_{su} 67.5 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm²

E_s 200,000 N/mm²

E_s/E_c 15

ϵ_{syd} 1.957 ‰

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²

C25/30

ϵ_{c2} 2 ‰

ϵ_{cu} 3.5

f_{cd} 14.17

f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?

$\sigma_{c,adm}$ 9.75

τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

σ_{sMax} 27.33 N/mm²

σ_{sMin} -136.6 N/mm²

ϵ_s 0.1366 ‰

Verifica

Nella configurazione considerata i pali costituenti la nervatura risultano compressi. Al fine di garantire la sicurezza contro fenomeno di instabilità locale si ha:

$$N_{max} = 452.15 \text{ kN}$$

Considerando una lunghezza di libera inflessione pari a 4.00 m, perché la paratia è a sbalzo ma tenuta in testa per la presenza del cordolo, si ottiene:

$$\rho = 4.66 \text{ cm} \quad \lambda = 86 \quad \omega = 1.71$$

$$\sigma = \omega \times \sigma_{min} = 233.6 \text{ N/mm}^2 < f_{yd}$$

Titolo :

N° barre 9 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
5	33.1	66	0
6	33.1	99	0
7	33.1	-33	0
8	33.1	-66	0
9	33.1	-99	0

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

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

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

Tipo Sezione
Solo barre
☒ Coord.

Metodo di calcolo
☒ Metodo n

Materiali

B450C
 ε_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm²
 E_s 200,000 N/mm²
 E_s/E_c 15
 ε_{syd} 1.957 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²

C25/30
 ε_{c2} 2 ‰
 ε_{cu} 3.5
 f_{cd} 14.17
 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

σ_{sMax} 136.6 N/mm²
 σ_{sMin} -27.33 N/mm²
 ε_s 0.6832 ‰

Verifica

Nella configurazione considerata i pali costituenti il fronte della paratia risultano compressi. Dato che la tensione risulta inferiore rispetto alla configurazione precedente i fenomeni di instabilità locale non sono rilevanti.