

Nuova S.S.195 "Sulcitana" Tratto Cagliari - Pula
Collegamento con la S.S.130 e aeroporto di Cagliari Elmas
Opera Connessa Nord

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: RTI GPI-IRD-SAIM-HYPRO

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Paolo Orsini</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 13817</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p> <p><i>Ing. Vincenzo Secreti</i> Ordine Ingegneri Provincia di Crotone n. 412</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE (Mandatario)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>IRD IRD ENGINEERING</p> <p>(Mandante)</p> <p>SAIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>(Mandante)</p> <p>HYpro srl</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Michele Coghe</i></p>	<p>(Mandante)</p>

OPERE D'ARTE MAGGIORI
 PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA – CASIC RAMO A
 RELAZIONE DI CALCOLO – Impalcato

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. ANNO</p> <p>DPCA0150 D 23</p>	<p>NOME FILE</p> <p style="text-align: center;">P00VI04STRRE01_A</p> <p>CODICE ELAB. P00VI04STRRE01</p>	<p>REVISIONE</p> <p style="text-align: center;">A</p>	<p>SCALA</p> <p style="text-align: center;">-</p>
D			
C			
B			
A	Emissione	Giugno '23	Toreno
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDDATTO
		VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>4</u>
2.	<u>DESCRIZIONE OPERA.....</u>	<u>4</u>
3.	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>7</u>
4.	<u>MATERIALI.....</u>	<u>8</u>
5.	<u>CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA.....</u>	<u>10</u>
6.	<u>ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO.....</u>	<u>12</u>
6.1.	FASI DI CALCOLO.....	12
6.2.	PROGRAMMA DI CALCOLO.....	12
7.	<u>CARICHI DI PROGETTO.....</u>	<u>14</u>
7.1.	ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	14
7.2.	CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA.....	14
7.2.1.	<i>Carichi permanenti.....</i>	14
7.2.2.	<i>Ritiro e viscosità del calcestruzzo.....</i>	14
7.2.3.	<i>Azioni dei carichi variabili.....</i>	14
7.2.4.	<i>Effetto dinamico dei carichi mobili.....</i>	14
7.2.5.	<i>Ritiro e viscosità del calcestruzzo.....</i>	14
7.2.6.	<i>Azioni del vento.....</i>	15
8.	<u>ANALISI DEI CARICHI.....</u>	<u>15</u>
8.1.	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1).....	15
8.2.	CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2).....	15
8.3.	EFFETTO DEL RITIRO DEL CALCESTRUZZO (ϵ_2).....	16
8.4.	CEDIMENTI VINCOLARI (ϵ_4).....	17
8.5.	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1).....	18
8.6.	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q3).....	21
8.7.	AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	21
8.8.	AZIONE DEL VENTO (Q5).....	22
8.9.	VARIAZIONI TERMICHE (Q7).....	25
8.9.1.	<i>Variazione termica uniforme (stagionale).....</i>	25
8.9.2.	<i>Variazione termica differenziale (giornaliera).....</i>	27
8.10.	AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DEL VEICOLO IN SVIO (Q8).....	27
8.11.	AZIONE SISMICA (E).....	28

9. COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	32
9.1. METODOLOGIA DI ANALISI.....	34
9.1.1. <i>Analisi in condizioni Non-Sismiche</i>	34
9.1.2. <i>Analisi Sismica</i>	34
10. MODELLAZIONE DELL'IMPALCATO.....	35
10.1. FASI COSTRUTTIVE.....	35
10.2. FASI DI CALCOLO.....	35
10.3. GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO.....	35
10.4. DATI DIMENSIONALI PER VERIFICHE ALLO SLU.....	36
10.5. CADUTE DI TENSIONE.....	37
10.5.1. <i>Cadute per ritiro calcestruzzo</i>	37
10.5.2. <i>Ritiro per essiccamento</i>	37
10.5.3. <i>Ritiro autogeno</i>	38
10.5.1. <i>Cadute per vicosita'</i>	39
10.5.2. <i>Determinazione del coefficiente di viscosità</i>	41
10.5.3. <i>Cadute per effetto termico</i>	42
10.5.4. <i>Cadute per rilassamento acciaio</i>	43
10.5.5. <i>Cadute totali</i>	43
10.6. ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE TRAVI.....	44
10.7. CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI.....	46
10.7.1. <i>Trave isolata</i>	46
10.7.2. <i>Sezione ideale omogeneizzata</i>	47
10.7.3. <i>Sezione mista trave + soletta</i>	47
10.7.4. <i>Caratteristiche delle sollecitazioni nelle varie fasi per trave di bordo</i>	48
11. VERIFICHE TRAVI.....	50
11.1. PRECOMPRESSIONE E CADUTE DI TENSIONE.....	50
11.1.1. <i>Fase 1: verifiche all'atto del rilascio</i>	50
11.1.2. <i>Fase 2: Getti in opera</i>	51
11.1.3. <i>Fase 3: Carichi permanenti portati</i>	52
11.1.4. <i>Riassunto cadute di tensioni acciaio precompressione</i>	53
11.1.5. <i>Verifica della tensione della precompressione in esercizio</i>	54
11.2. VERIFICHE AGLI SLU.....	54
11.3. VERIFICHE AGLI SLE.....	58
11.3.1. <i>Verifiche in combinazione frequente</i>	58

11.3.2. Verifiche in combinazione quasi permanente.....	59
11.3.3. Verifiche in combinazione rara.....	60
12. VERIFICA DELLA SOLETTA.....	61
12.1. GEOMETRIA DELLA SOLETTA.....	61
12.2. VERIFICA DELLE LASTRE IN FASE DI GETTO.....	61
12.3. VERIFICA DELLA SOLETTA NELLE FASI SUCCESSIVE.....	65
12.3.1. Verifica dei campi interni soletta.....	65
12.3.2. Verifica dello sbalzo.....	75
12.3.3. Verifica cordolo per l'urto del veicolo in svio.....	82
13. APPOGGI E GIUNTI.....	84
13.1. APPOGGI.....	84
13.1.1. Azioni sugli appoggi.....	84
13.2. Giunti.....	84

1. **PREMESSA**

La presente relazione di progetto definitivo è inerente al calcolo e alle verifiche dell'impalcato del ponte su canale Imboi in corrispondenza del ramo A dello svincolo Capoterra - Casic che ricade tra le opere previste nella realizzazione della SS 195 "Sulcitana" e, in particolare, dell'Opera connessa Nord, costituita dal tronco "Nuovo svincolo Casic – Dorsale Consortile" (km 10+200) – punto intermedio del tronco 106-107 (km 5+216) località Santu Inesu.

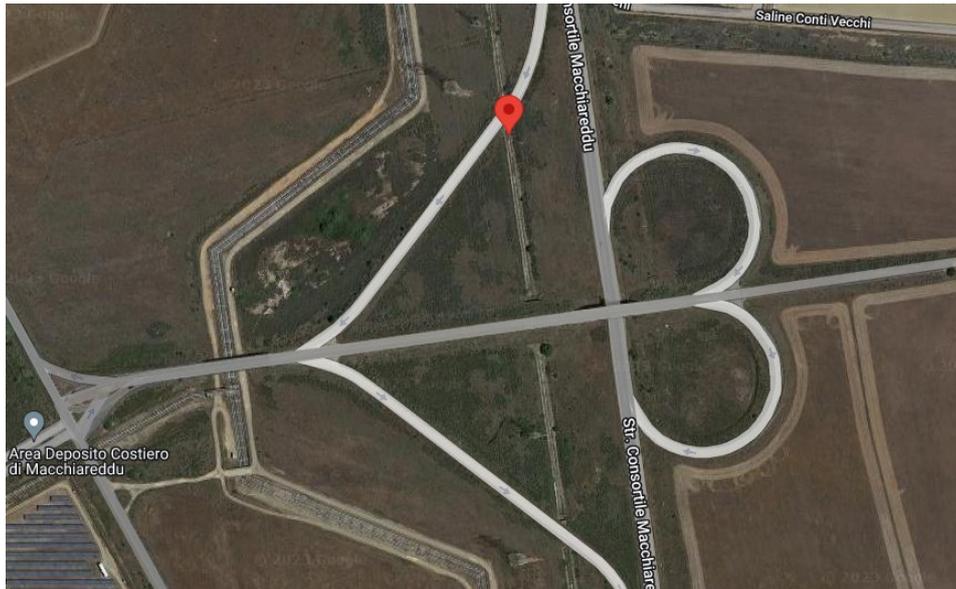


Figura 1.1: Ubicazione dell'opera

2. **DESCRIZIONE OPERA**

Il nuovo ponte è posto alle coordinate (WGS84) Latitudine 39.20906, Longitudine 9.00180 e presenta un'unica campata con impalcato in c.a.p. avente luce pari a 25.5 m.

L'opera è composta da un'unica carreggiata su un impalcato con larghezza variabile da 7.65 m a 9.47 m con cordoli di 0,75m. L'altezza dei cordoli è di 15cm. L'interasse superiore fra le travi e gli sbalzi esterni presentano lunghezze variabili (si veda immagine di seguito riportata).

L'impalcato è composto da 3 travi in c.a.p. pretese (a fili aderenti), traversi in c.a. in corrispondenza degli appoggi e soletta gettata in opera. La soletta è formata da predalle prefabbricate di spessore pari a 5.0 cm sulle quali viene effettuato un getto in opera di spessore pari a 20.0 cm; lo spessore totale della soletta è quindi pari a 25.0 cm.

L'arredo stradale è composto da una pavimentazione di spessore medio pari a 11 cm, due velette in c.a. e barriere in acciaio montate sui cordoli.

Le due spalle sono della tipologia di muro a mensola in c.a. composto da muro frontale e paraghiaia e muri andatori.

Le fondazioni delle spalle sono indirette con platea su pali aventi diametro ϕ 1000.

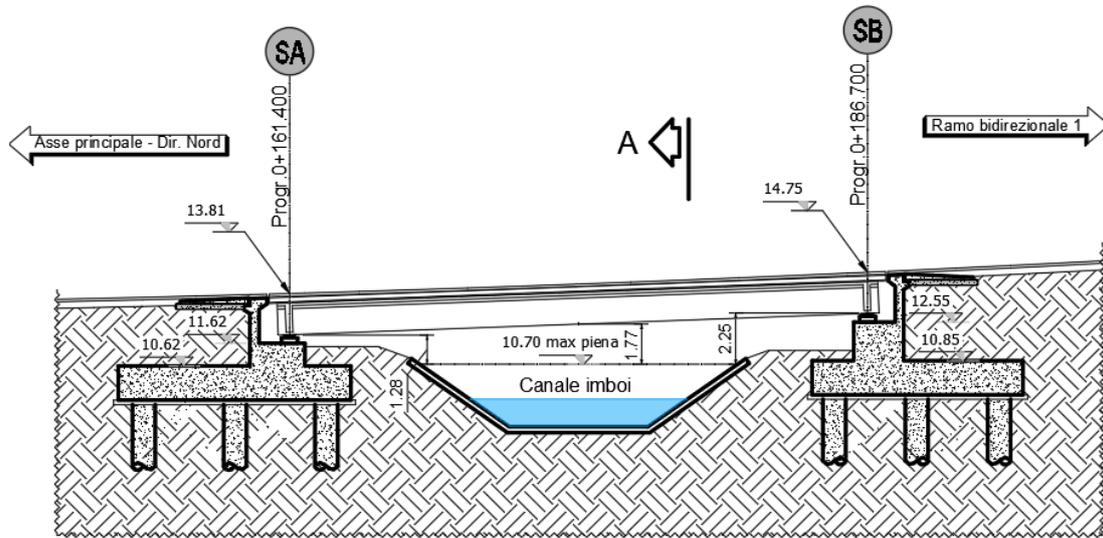


Figura 2.2: Prospetto dell'opera

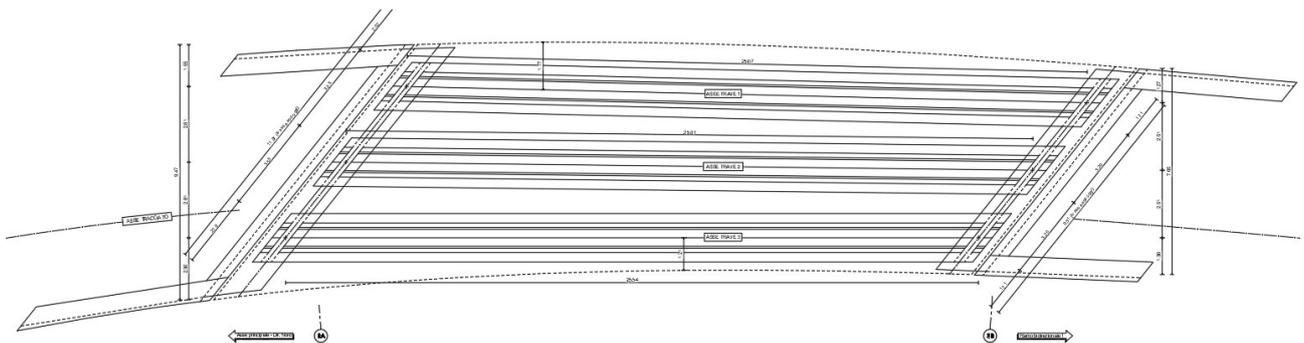


Figura 2.3: Pianta travi

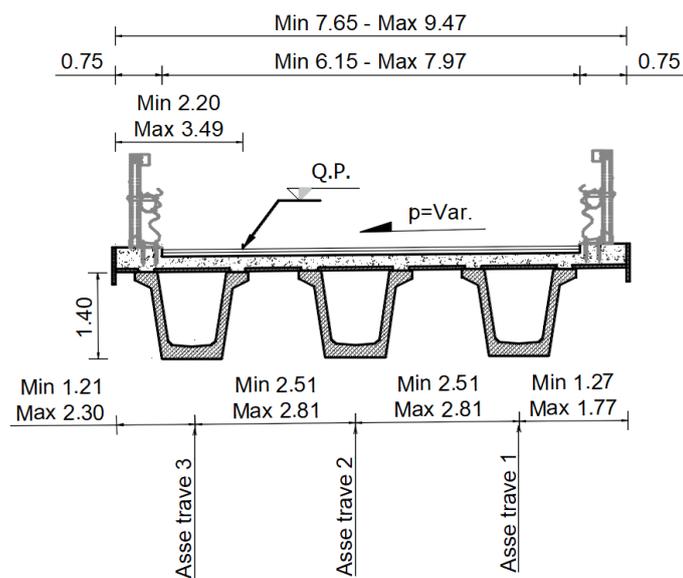


Figura 2.4: Sezione tipologica dell'impalcato

PROGETTAZIONE ATI:

Si prevede l'utilizzo di apparecchi d'appoggio del tipo fissi, multidirezionali e monodirezionali tali da realizzare uno schema in semplice appoggio in direzione longitudinale e garantire allo stesso tipo la possibilità di escursione termica in direzione trasversale. Si rimanda agli specifici elaborati per le specifiche caratteristiche dei dispositivi.

Lo schema di vincolo è riportato nella seguente figura.

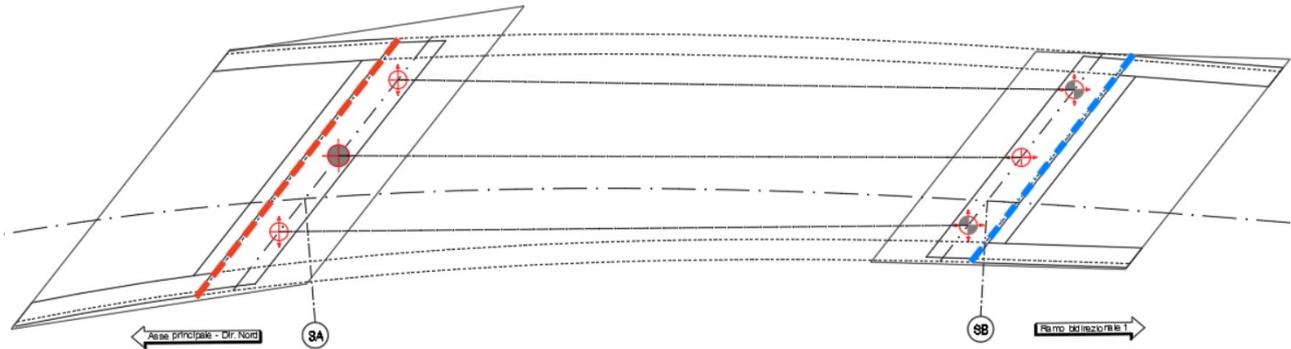


Figura 2.5: Schema di vincolo

3. **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

Il progetto e la verifica delle strutture sono stati svolti nel rispetto delle seguenti norme:

- D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".
- Circolare n° 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018.
- UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4 - "Azioni in generale - Azioni del vento" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5 - "Azioni in generale - Azioni termiche" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1 - "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1992-2:2006. EUROCODICE 2. Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- UNI EN 1998-1:2005. EUROCODICE 8. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2009. EUROCODICE 8. Parte 2: Ponti

PROGETTAZIONE ATI:

4. MATERIALI

Al fine delle verifiche strutturali verranno utilizzati i parametri relativi ai materiali di seguito indicati:

Calcestruzzo soletta

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)

$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa

$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa

$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa

S4

XC4+XS1

16 mm

0.5

340 kg/m³

40 mm

resistenza cilindrica caratteristica

resistenza di calcolo

resistenza media cilindrica

resistenza media a trazione assiale

resistenza a trazione

resistenza media a trazione per flessione

resistenza a trazione di calcolo

modulo elastico istantaneo

Classe di consistenza Slump

Classe di esposizione

Dimensione Max aggregati

Rapporto Max A/C

Contenuto Min. cemento

Copriferro

Calcestruzzo predalle

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)

$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa

$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa

$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa

S4

XC3+XS1

16 mm

0.5

340 kg/m³

35 mm

resistenza cilindrica caratteristica

resistenza di calcolo

resistenza media cilindrica

resistenza media a trazione assiale

resistenza a trazione

resistenza media a trazione per flessione

resistenza a trazione di calcolo

modulo elastico istantaneo

Classe di consistenza Slump

Classe di esposizione

Dimensione Max aggregati

Rapporto Max A/C

Contenuto Min. cemento

Copriferro

Calcestruzzo Travi in c.a.p.

$R_{ck} \geq 55$ MPa; (C45/55)

$f_{ck} = 0.83 \times 55 = 45.65$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times 45.65 / 1.50 = 25.868$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.83$ MPa

$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.68$ MPa

$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.60$ MPa

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.79$ MPa

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 36416.11$ MPa

$\gamma_{cls} = 25.0$ kN/m³

S4

resistenza cilindrica caratteristica

resistenza di calcolo

resistenza media cilindrica

resistenza media a trazione assiale

resistenza a trazione

resistenza media a trazione per flessione

resistenza a trazione di calcolo

modulo elastico istantaneo

peso per unità di volume

Classe di consistenza Slump

PROGETTAZIONE ATI:

XC4+XS1	Classe di esposizione
16 mm	Dimensione Max aggregati
0.5	Rapporto Max A/C
340 kg/m ³	Contenuto Min. cemento
35 mm	Copriferro per acciaio ordinario
45mm	Copriferro per acciaio da precompressione

Acciaio di precompressione

Trefoli $\phi 0.6''$ in acciaio armonico stabilizzato a basso rilassamento

$f_{ptk} = 1860$ MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{p(1)k} = 1670$ MPa	tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico
$E_a = 195000$ MPa	modulo elastico
$A_p = 1.39$ cm ²	sezione utile nominale

Acciaio in barre ad aderenza migliorata

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, pertanto nei calcoli statici saranno assunti i seguenti parametri:

$f_{yk} = 450$ MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 540$ MPa	tensione caratteristica di rottura
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ MPa	tensione di calcolo
$E_s = 210000$ MPa	modulo elastico
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 1.863$ ‰	deformazione di snervamento ultima
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k = 7.5$ %	deformazione uniforme caratteristica
$\epsilon_{ud} = 0.9 \times \epsilon_{uk} = 6.75$ %	deformazione uniforme ultima
$\gamma_s = 78.5$ kN/mc	peso per unità di volume

5. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato considerando le azioni sui ponti stradali secondo quanto indicato al paragrafo 5.1.3. del D.M. 17/01/2018.

Le verifiche delle sezioni in c.a. sono state condotte sulla base delle prescrizioni contenute nel D.M. 17/01/2018.

Stato Limite Ultimo

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo (punto 4.1.2.1.1.1 delle NTC):

$$f_{cd} = \gamma_{cc} * f_{ck} / \gamma_C$$

$\gamma_{cc} = 0,85$ Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$\gamma_C = 1,5$ Coefficiente parziale di sicurezza relative al calcestruzzo

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo (punto 4.1.2.1.1.2 delle NTC):

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$$

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm}$$

Tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio (punto 4.1.2.1.1.4 delle NTC):

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$$

con $\gamma_S = 1,15$ Coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio

Stato Limite di esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$$

Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$$

Tensione massima di trazione dell'acciaio

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

Stati limite di fessurazione

Le classi di esposizione dei vari calcestruzzi sono indicate nelle tabelle materiali inserite sugli elaborati grafici.

In base a tali classi le condizioni ambientali rientrano in una delle seguenti tre categorie:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Lo stato limite di fessurazione viene determinato attraverso la seguente tabella:

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

Con:

$$W_1 = 0.2\text{mm}$$

$$W_2 = 0.3\text{mm}$$

$$W_3 = 0.4\text{mm}$$

La verifica a fessurazione è soddisfatta se $w_d = 1,7 w_m = 1,7 (\epsilon_{sm} \Delta_{sm}) < (W_1, W_2, W_3)$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura; a tal scopo si veda C4.1.2.2.4.6., Tab C4.1.II e Tab C4.1.III.

PROGETTAZIONE ATI:

6. ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO

6.1. FASI DI CALCOLO

Gli impalcati da ponte in generale sono strutture per le quali le fasi realizzative hanno una forte influenza sul comportamento della struttura e vanno dunque necessariamente tenute in considerazione nell'analisi strutturale; pertanto, gli effetti (sollecitazioni, deformazioni, ecc.) prodotti da ciascuna categoria di azioni applicata all'impalcato vengono calcolati considerando:

Configurazione 0: Travi in stabilimento all'atto del taglio dei cavi da precompressione e successiva posa in opera:

In tale fase agiscono solo la precompressione data dai cavi e il peso proprio. Vengono computate le perdite di tensione istantanee. La sezione resistente è quella della sola trave.

Configurazione 1: Getto in opera della soletta e applicazione dei carichi permanenti portati. La sezione resistente è costituita dalla trave in CAP inizialmente, poi da quella omogeneizzata trave+soletta. Viene utilizzata per valutare gli effetti delle seguenti azioni permanenti:

- g_1 peso proprio del getto della soletta
- g_2 carichi permanenti portati (pavimentazione, sicurvia, cordoli, parapetti, ecc.)

Configurazione 2: Fase di esercizio. La sezione resistente è costituita dalla sezione composta trave in cap + soletta.

Viene utilizzata per valutare gli effetti delle seguenti azioni variabili e del ritiro:

- ϵ_r Effetti del ritiro differenziale della soletta
- q_1 carichi mobili
- q_2 effetto dinamico dei carichi mobili
- q_3 frenatura
- q_5 azione del vento
- q_7 variazioni termiche differenziali
- q_8 azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio
- E azione sismica

6.2. PROGRAMMA DI CALCOLO

In base a quanto esposto al paragrafo precedente, pper una corretta analisi dell'impalcato è stato necessario implementare due diversi modelli di calcolo.

L'analisi della struttura è stata eseguita impiegando il software di calcolo automatico Sap2000 della Computers and Structures, Inc.

Nel seguito si riportano le caratteristiche generali del codice di calcolo utilizzato, nonché i dati generali sul modello realizzato comprensivi di numerazione di nodi ed aste.

Le unità di misura, ove non espressamente indicate, sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- coppie: kN-m
- temperature: °C
- tempo: sec

Una descrizione completa ed esauriente del programma, con il campo di applicazione, le informazioni sui fondamenti teorici e sui metodi di calcolo numerico usati possono essere consultati nella guida in linea del codice di calcolo.

PROGETTAZIONE ATI:

In sintesi, si riportano gli elementi di valutazione del codice forniti dal distributore del programma, necessari alla formulazione del grado di affidabilità del codice richiesto al progettista utilizzatore, secondo quanto prescritto dalla CNR-10024/86 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

I modelli numerici fanno riferimento ad un comportamento generale spaziale o piano a seconda dei gradi di libertà imposti ai nodi della struttura.

Ogni modello è riferito ad uno spazio fisso individuato da un sistema di riferimento globale nel quale sono da leggersi le coordinate di tutti i nodi della struttura.

Per ogni singola asta è poi considerato un sistema di riferimento locale, che assume l'asse "1" dell'asta orientato dal "primo nodo" (nodo I) al "secondo nodo" (nodo J) (essendo tali i nodi di definizione dell'asta. L'asse "3" viene definito (per direzione e verso) per ogni asta nella dichiarazione dei nodi della stessa e il suo significato fisico rispetto alla terna locale è indicato in figura. L'asse "2" (con il verso opportuno) completa la terna locale definita secondo la "regola della mano destra"

Il programma SAP presenta i chiari capitoli d'ingresso dati che vengono di seguito indicati:

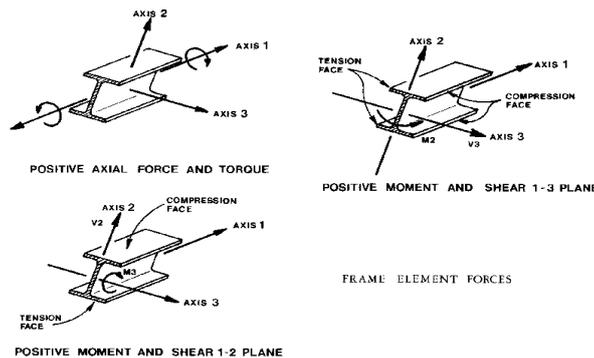
JOINTS Specifica le coordinate dei nodi del modello. È da precisare come sia possibile fare uso di subroutines di generazione automatica.

RESTRAINTS Specifica i gradi di libertà inattivi dei nodi del modello (0 = attivo, 1 = inattivo).

SPRINGS Specifica le caratteristiche di elasticità dei supporti se non considerati vincoli rigidi.

FRAME Specifica le caratteristiche meccaniche di ogni asta ed i carichi ripartiti o concentrati lungo le stesse. Specifica inoltre le aste che costituiscono la struttura, assegnando ad ognuna il nodo di inizio (start) e di fine (end) nonché gli altri dati necessari ai fini della individuazione del sistema di riferimento locale. È da precisare come sia possibile fare uso di subroutines di generazione automatica.

LOADS Specifica i carichi concentrati nei nodi della struttura.



Le travi principali sono state modellate con elementi di tipo frame. Le sezioni assegnate alle travi sono quelle relative alla sezione composta con soletta collaborante e omogeneizzata tenendo conto dei diversi coefficienti di omogeneizzazione in base ai vari tipi di carico (di breve o lunga durata).

7. CARICHI DI PROGETTO

7.1. ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

L'impalcato è sottoposto alle azioni indotte da:

- g₁ peso proprio delle strutture: acciaio-cl. di soletta
- g₂ carichi permanenti portati: pavimentazione, velette, guardrail, marciapiedi e parapetto
- ε₂ ritiro del calcestruzzo
- ε₃ effetti viscosi del calcestruzzo
- ε₄ cedimenti vincolari
- q₁ carichi mobili
- q₂ effetto dinamico dei carichi mobili
- q₃ azione di frenamento
- q₅ azione del vento
- q₇ azioni della temperatura
- q₈ azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti.

7.2. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA

7.2.1. CARICHI PERMANENTI

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

7.2.2. RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti ai §11.2.10.6 e §11.2.10.7 delle NTC2018.

7.2.3. AZIONI DEI CARICHI VARIABILI

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

7.2.4. EFFETTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI

Il coefficiente di incremento dinamico addizionale da applicare alle azioni indotte dai carichi mobili è valutato secondo NTC 2018: per l'analisi globale dell'impalcato e nell'ipotesi di pavimentazione di media rugosità si assume $q_2 = 1$; effetti locali in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta che possono richiedere l'adozione di coefficienti superiori all'unità verranno eventualmente analizzati in sede di verifica della soletta.

7.2.5. RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO

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

7.2.6. AZIONI DEL VENTO

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

8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)

Si riportano in forma tabellare i valori dei carichi elementari.

elemento	Calcolo peso	P [kN/m]
3 travi	3 x 25 x 0.634	47.6
Totale G1travi		47.6

elemento	Calcolo peso	P [kN/m]
soletta + predalles	25 x (0.25 x 8.56)	53.5
Totale G1soletta		53.5

elemento	Calcolo peso	P [kN]
2 x Traversi in appoggio	25 x 0.3 x (8.71+713)	118.8
Totale G1traversi		118.8

8.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

I valori unitari caratteristici dell'impalcato sono riassunti nella seguente tabella.

elemento	dimensioni	P [kN/m]
Cordolo sinistro	25.0 x (0.75 x 0.20)	3.83
Barriera sx	-	1.5
Pavimentazione	24.0 x (0.11 x 7.06)	25.4
Barriera dx+ idraulica	-	2.0
Velette	2 x 1.0	2.0
Cordolo destro	25.0 x (0.75 x 0.20)	3.83
Totale G2		38.6

Si considera una ripartizione sulle 3 travi d'impalcato in base ad un'analisi trasversale:

PROGETTAZIONE ATI:

carico	Tr1	Tr2	Tr3
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
G ₁	38.05	25.0	38.05
G ₂	15.3	8.0	15.3

8.3. EFFETTO DEL RITIRO DEL CALCESTRUZZO (ϵ_2)

Si riporta di seguito il ritiro a tempo infinito per la soletta.

Calcolo della Deformazione per ritiro		
R _{ck} =	45.0 MPa	Resistenza cubica caratteristica
f _{ck} =	37.4 MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
E _{c,m} =	34625 MPa	Modulo elastico del cls
A _c =	2150000 mm ²	Area della sezione in cls
u =	9200 mm	Perimetro della sezione in cls esposto all'aria
h ₀ =	467.4 mm	dimensione fittizia h ₀ = 2A _c /u
k _h =	0.71	parametro funzione di h ₀ secondo la Tab. 11.2.Vb
RH =	60 %	Umidità Relativa ambientale
Deformazione per ritiro a tempo infinito		
β _{RH} =	1.22	coefficiente dipendente dall'umidità relativa
f _{cm} =	45.4 MPa	resistenza media cilindrica a compressione
f _{cm0} =	10.0 MPa	
Classe:	N	Classe del cemento (UNI EN 1992-1)
α _{ds1} =	4.00	coefficiente dipendente dal tipo di cemento
α _{ds2} =	0.12	coefficiente dipendente dal tipo di cemento
ε _{cd,0} =	-0.396 ‰	Deformazione da ritiro per essiccamento
ε _{cd} =	-0.280 ‰	Valore medio a t=∞ della deformazione per ritiro da essiccamento
ε _{ca} =	-0.068 ‰	Valore medio a t=∞ della deformazione per ritiro autogeno
ε _{cs} =	-0.349 ‰	Valore medio a t=∞ della deformazione per ritiro (totale)

Il ritiro che deve ancora scontare la trave all'atto del getto della soletta è pari a: $\epsilon_{rit,tr} = 0.318 ‰$ (si veda il calcolo delle cadute di tensione delle travi nello specifico capitolo).

A seguire si calcolano le sollecitazioni dovute al ritiro differenziale trave-soletta:

Δε (t _∞ , t ₀) =	-0.349	-	-0.318	=	-0.030 ‰
	E =	34625	MPa		
	φ =	2.194			
	E _{t∞} = E / (1+φ) =	10842.2	MPa		
	σ _{rit} = E _{t∞} × Δε =	-0.328	MPa		
A _{sol} =	2150000	mm			
N _{rit} =	-705.7	kN			
e =	0.520	m			
M _{rit} =	-366.9	kNm			
n° travi	3				
N _{rit} =	-235.2	kN	Ritiro sulle singole travi		
M _{rit} =	-122.3	kNm			

PROGETTAZIONE ATI:

8.4. CEDIMENTI VINCOLARI (ε4)

Lo schema vincolare del nuovo impalcato è tale da rendere trascurabile l'effetto dei cedimenti vincolari delle sottostrutture (schema a trave appoggiata).

PROGETTAZIONE ATI:

8.5. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

I carichi mobili agenti sull'impalcato sono definiti al § 5.1.3.3 del D.M. 17.01.2018 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della verifica delle sottostrutture e degli apparecchi di appoggio. Si fa riferimento allo Schema di Carico 1 (Figura 8.6) per le verifiche globali.

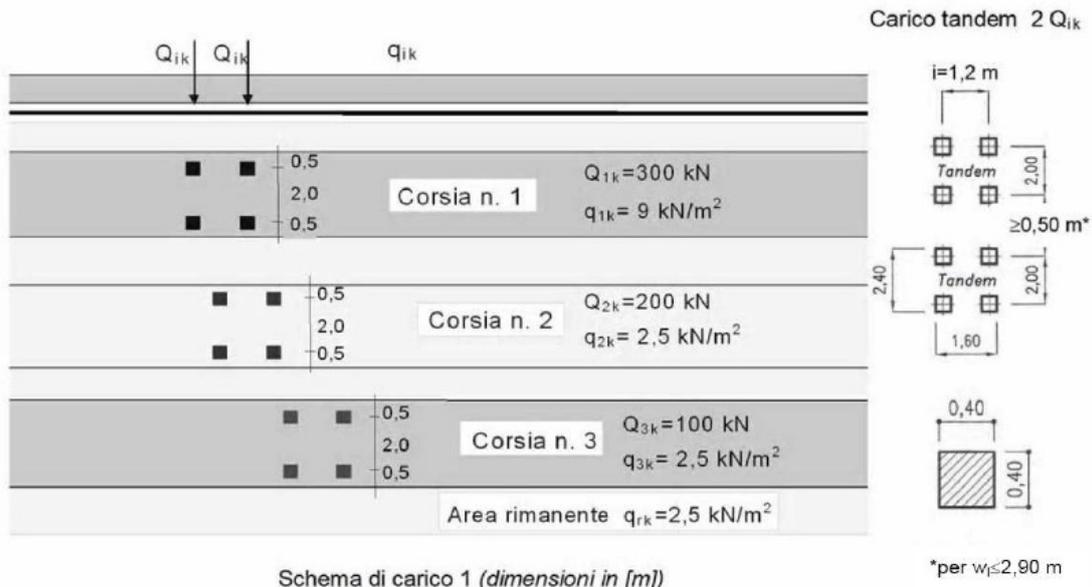


Figura 8.6 Schema di carico 1

La larghezza media della carreggiata è pari a $w = 7,06$ m; il numero delle corsie di carico convenzionali considerate ai fini del calcolo dell'impalcato e delle sottostrutture è definito in base a quanto riportato nella Tabella 5.1.I del D.M. 17/01/18:

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Figura 8.7 Criteri per la definizione del numero e della larghezza delle corsie convenzionali per l'applicazione dei carichi da traffico

Al fine di ottenere gli effetti più gravosi in termini di reazioni vincolari, sollecitazioni e deformazioni, sono state considerate differenti disposizioni dei carichi sia in senso trasversale che longitudinale. Per i ponti si considerano i carichi variabili caratteristici riportati nella figura successiva.

Intensità dei carichi Q_{1k} e q_{1k} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{1k} [kN]	q_{1k} [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

Figura 8.8 Valori caratteristici dei carichi mobili (Schema di carico 1)

Per ciascuna corsia si ha:

Corsia n.1:

$$q_{1distr} = q_{1k} \times w_1 = 9.00 \times 3.00 = 27 \text{ kN/m}$$

carico uniformemente distribuito

$$Q_{1tan} = 2 \times Q_{1k} = 2 \times 300 = 600 \text{ kN}$$

carico su 2 assi tandem

Corsia n.2:

$$q_{2distr} = q_{2k} \times w_2 = 2.50 \times 3.0 = 7.5 \text{ kN/m}$$

carico uniformemente distribuito

$$Q_{2tan} = 2 \times Q_{2k} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN}$$

carico su 2 assi tandem

Aree rimanenti:

$$q_{rim} = q_{rk} \times w_r = 2.50 \times 1.5 = 3.75 \text{ kN/m}$$

carico uniformemente distribuito

La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 2, ecc.

Schema di carico 5: Si considera per la folla compatta un carico uniformemente distribuito comprensivo degli effetti dinamici pari a 5.0 kN/mq (il valore di combinazione è invece di 2.5 kN/mq) applicato sul cordolo pedonabile.



Schema di carico 5

Figura 8.7 Schema di carico 5

Per tale opera non sono previsti marciapiedi pedonabili e pertanto il carico dovuto alla folla è nullo.

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va

PROGETTAZIONE ATI:

considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

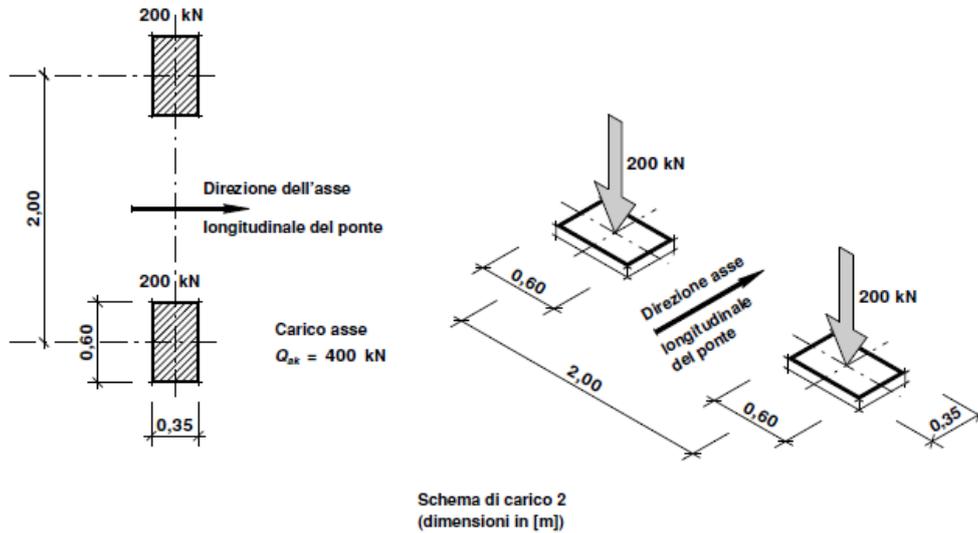


Figura 6.9 Schema di Carico 2

8.6. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q3)

In base a quanto indicato al § 5.1.3.5 del D.M. 17.01.2018 la forza di frenamento o di accelerazione Q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9.0 \times 3 \times 26.4 = 431.3 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

8.7. AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

In base a quanto indicato al § 5.1.3.6 del D.M. 17.01.2018 nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Figura 6.10

Raggio di curvatura R (m)	Q_4 (kN)
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R < 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$R \geq 1500$	0
$Q_v = \sum Q_{ik}$ = carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1.	

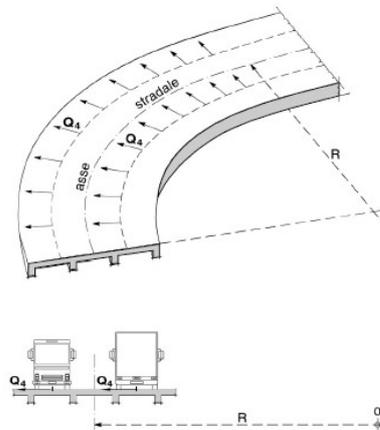


Figura 6.10 Schema per il calcolo dell'azione centrifuga

Il carico Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Nel caso in esame l'opera è in curva con raggio $R < 200$ m e pertanto, nel caso in esame, l'azione centrifuga risulta pari a:

$$Q_4 = 0.2 \times (600+400) = 200.0 \text{ kN}$$

PROGETTAZIONE ATI:

8.8. AZIONE DEL VENTO (Q5)

L'azione del vento è valutata, in termini di pressione, attraverso la seguente espressione (fornita dal D.M. 17/01/2018): $p=q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$.

Calcolo della pressione cinetica di riferimento

5) Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
5	28	750	0.015

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	22
---	----

$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità di riferimento [m/s])	28
---------------------------------------	----

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq]) c_e (coefficiente di esposizione) c_p (coefficiente di forma) c_d (coefficiente dinamico)

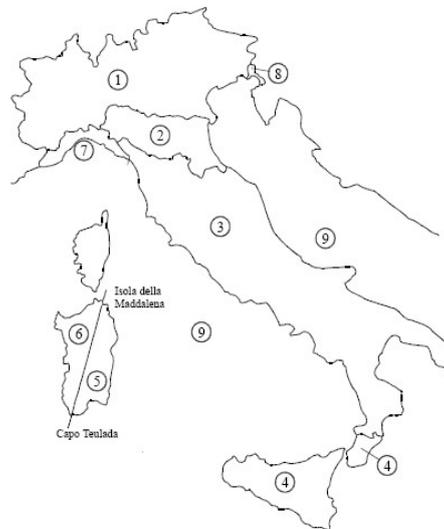


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ ($\rho = 1,25$ kg/mc)

q_b [N/mq]	490.00
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Calcolo del coefficiente di esposizione

PROGETTAZIONE ATI:

**OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A –
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO**

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Z altezza edif. [m]	Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
12	5	D	22

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0.19	0.05	4	1

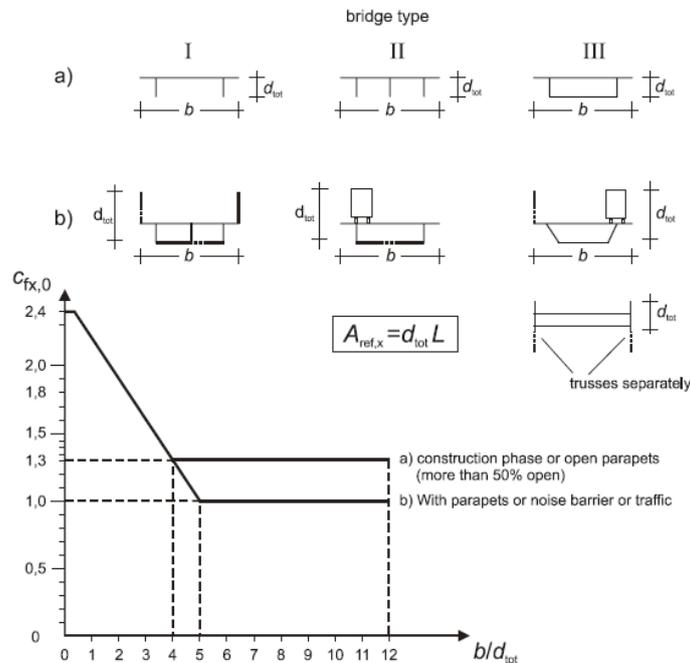
$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

c _e	2.47
----------------	------

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma vale: 1209.96 N/mq (1.2099 kN/mq)

Calcolo del coefficiente di forma per le forze orizzontali sull'impalcato (EN1991 Part 1-4):



PROGETTAZIONE ATI:

**OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO**

coefficiente di forma per forze orizzontali			
su impalcato a PC x Eurocodice (caso b)			
Larghezza trasversale imp	b	[m]	7.50
Altezza di pressione del vento	d_{tot}	[m]	4.80
-	b/d_{tot}	[-]	1.56
coefficiente di forma per forze orizzontali	$C_p = C_{fx,0}$	[-]	2.07

coefficiente di forma per forze orizzontali			
su impalcato a PS x Eurocodice (caso a)			
Larghezza trasversale imp	b	[m]	7.50
Altezza di pressione del vento	d_{tot}	[m]	1.84
-	b/d_{tot}	[-]	4.1
coefficiente di forma per forze orizzontali	$C_p = C_{fx,0}$	[-]	1.30

Si riportano a seguire i parametri ottenuti per il calcolo della pressione del vento sull'impalcato:

Pressione del vento su impalcato			
Pressione cinetica di riferimento	q_b	[N/mq]	490
Coefficiente di esposizione	C_e	[-]	2.47
Pressione cinetica di picco	$p = q_b \times C_e$	[kN/mq]	1.210
Coefficiente di forma per forze orizzontali su impalcato	C_p	[-]	2.07
Coefficiente di forma per forze verticali su impalcato	$C_p (\pm)$	[-]	0.90
Coefficiente di forma per forze su sottostrutture	C_p	[-]	1.20
Coefficiente dinamico	C_d	[-]	1.00
Pressione per forze orizzontali su impalcato a PC	p_f	[kN/mq]	2.505
Pressione per forze orizzontali su impalcato a PS	p_f	[kN/mq]	1.573
Pressione per forze verticali su impalcato	$p_f (\pm)$	[kN/mq]	1.089
Pressione per forze su sottostrutture	p_f	[kN/mq]	1.452

A seguire si riportano le azioni assegnate al modello di calcolo:

del vento su impalcato - EN1991 PART 1-4						
azioni orizzontali e verticali su ponte carico e scarico			q5	e	m	Himp.
			[kN/m]	[m]	[kN*m/m]	[m]
Forza orizzontale unitaria vento a	+Y	q5,pc	12.022	1.500	18.033	1.80
Forza orizzontale unitaria vento a	-Y	q5,ps	-2.90	0.00	0.00	
Forza verticale unitaria vento	$\pm Z$	q5,Vert (\pm)	8.17	1.88	15.32	

PROGETTAZIONE ATI:

8.9. VARIAZIONI TERMICHE (Q7)

La condizione vincolare è tale da permettere una libera deformazione dell'impalcato sotto effetti termici. Non vi saranno sollecitazioni derivate, ma l'azione termica viene calcolata e applicata al modello di calcolo influenzando al dimensionamento di appoggi e giunti in termini di spostamenti.

8.9.1. VARIAZIONE TERMICA UNIFORME (STAGIONALE)

La variazione termica uniforme viene calcolata in base a quanto indicato al §3.5.2 NTC2018 e relativa circolare (circ.21/01/2019) al §C5.1.4.5 che fanno riferimento all'eurocodice EC1-1-5 al §6.1.3.

Si considera una quota pari a:

$$a_s = 22 \text{ m s.l.m.}$$



Zona I

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

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

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

Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{\min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.4]$$

Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{\min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{\max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.6]$$

Zona IV

Calabria, Sicilia:

$$T_{\min} = -2 - 9 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.7]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.8]$$

Temperatura dell'aria esterna:

T_{\max}	T_{\min}
42.0	-8.1

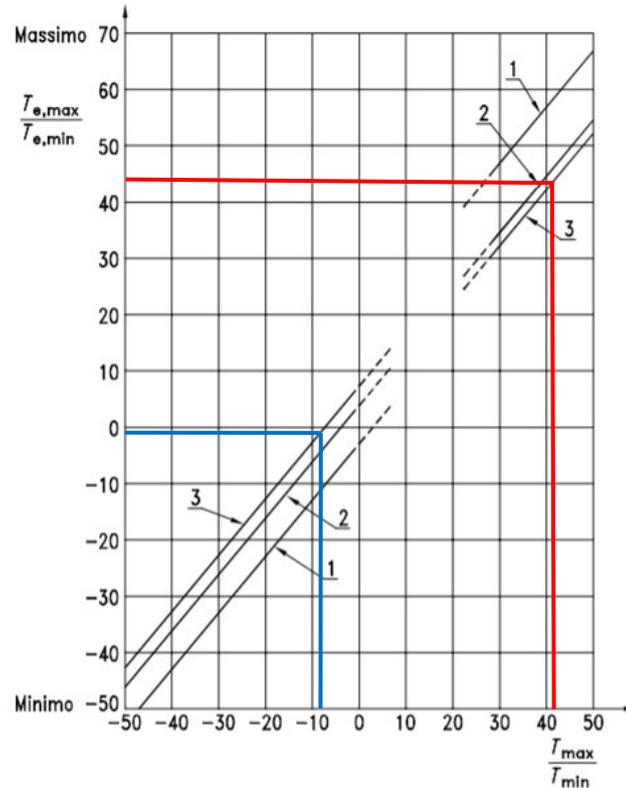
Gruppi di impalcati di ponte

P(1) Un impalcato di un ponte deve essere considerato appartenente ad uno dei seguenti gruppi di sovrastrutture:

- Gruppo 1 Impalcati di ponti di acciaio su profili di acciaio scatolari, travi reticolari o travi pareti;
- Gruppo 2 Impalcati di ponti di calcestruzzo su profili di acciaio scatolari, travi reticolari o travi parete;
- Gruppo 3 Solette o impalcati di calcestruzzo su travi o travi parete di calcestruzzo.

Possiamo così ottenere la temperatura effettiva dell'opera

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO



Temperatura effettiva dell'opera:

T_{max}	T_{min}
44	-1

Tenendo conto di una $t_0=15^\circ$ secondo il paragrafo 3.5.3 delle NTC si ottengono i valori caratteristici della variazione termica uniforme:

$\Delta T_{N,con}$	$\Delta T_{N,exp}$
16	29

I valori di calcolo si ottengono poi:

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

ΔT_0	$\Delta T_{N,con,d}$	$\Delta T_{N,exp,d}$
10	26	39

PROGETTAZIONE ATI:

8.9.2. VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE (GIORNALIERA)

Si considera una variazione termica differenziale tra intradosso ed estradosso della sezione type 3: concrete box girder, pari a $\Delta T = \pm 10^{\circ}\text{C}$, assumendo il valore maggiore tra l'escursione massima tra estate e inverno fornita dall'eurocodice:

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}\text{C})$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}\text{C})$
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.

NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{sur} . Recommended values for the factor k_{sur} is given in Table 6.2.

Il massimo spostamento dovuto all'azione termica che dovrà essere tenuto in conto per il dimensionamento di giunti ed apparecchi di appoggio sarà quindi:

$$\varepsilon_{\Delta T} = \Delta T \times \alpha = \pm 10 \times 1 \times 10^{-5} = \pm 1 \times 10^{-4}$$

8.10. AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DEL VEICOLO IN SVIO (Q8)

In base a quanto indicato dalle NTC2018 si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa viene 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. Per la verifica si considera una combinazione di carico eccezionale nella quale al carico orizzontale applicato al sicurvia si associa un carico verticale isolato pari ad una ruota del secondo schema di carico (200 kN su un'impronta 0.35 x 0.60 m).

8.11. AZIONE SISMICA (E)

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale V_N pari a 50 anni e considerando una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e per lo Stato Limite del Collasso (SLC). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) è di 949 anni per SLV e 1950 anni per SLC.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno

F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Parametri di pericolosità sismica					
Stato limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	T_c^* [s]	F_0 [-]	F_v [-]
SLO	60	0.025	0.299	2.67	0.57
SLD	101	0.031	0.307	2.730	0.65
SLV	949	0.060	0.371	2.88	0.95
SLC	1950	0.071	0.393	2.98	1.07

Tabella 8.11: Parametri per la definizione dell'azione sismica

In quest'ultima V_N è la vita nominale dell'opera; T_R è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non superamento dello stato limite della salvaguardia della vita; a_g è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento; F_0 è il valore massimo del fattore di

PROGETTAZIONE ATI:

amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_C^* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Stato limite	Suolo	S_s	S_T	S	C_c	T_B	T_C	T_D
SLO	B	1.2	1	1.2	1.40	0.14	0.42	1.700
SLD	B	1.2	1	1.2	1.39	0.14	0.43	1.724
SLV	B	1.2	1	1.2	1.34	0.17	0.50	1.840
SLC	B	1.2	1	1.2	1.33	0.17	0.52	1.884

Tabella 8.12: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

In quest'ultima S_s ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S; C_c è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_C^* ; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente orizzontale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente orizzontale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

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

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

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

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

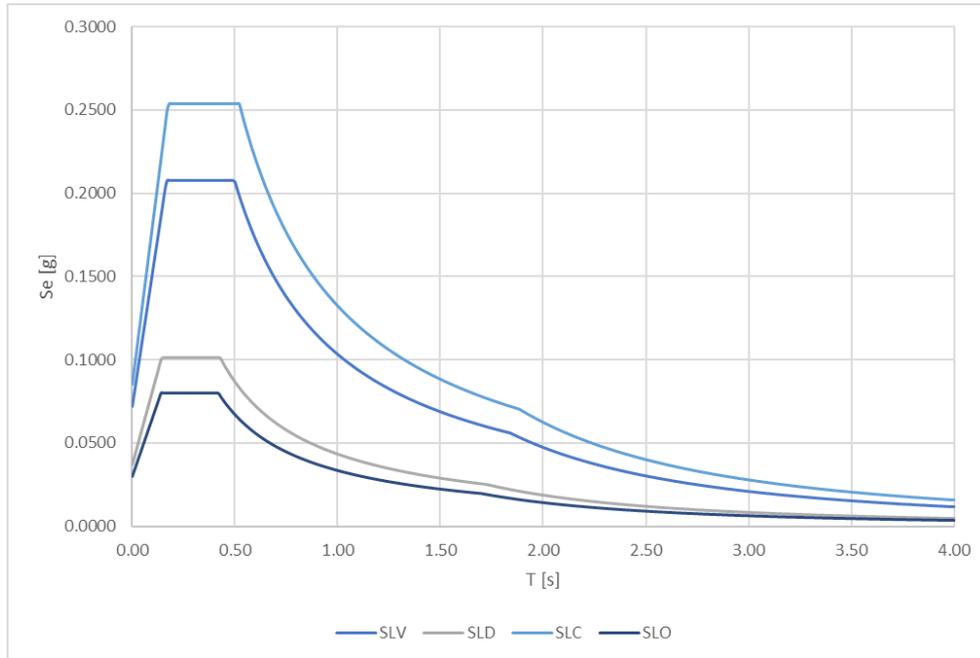


Figura 8.13: Spettri di risposta elastici

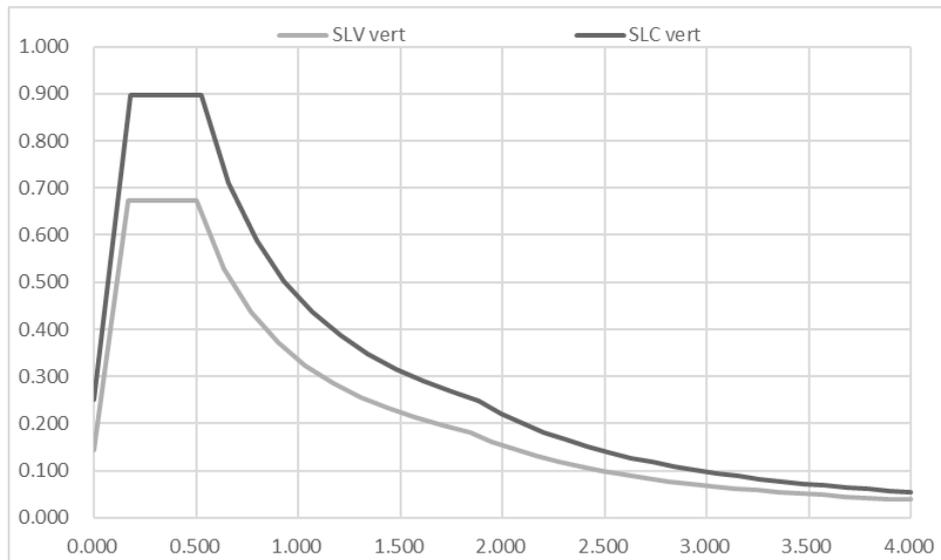


Figura 8.14: Spettri di risposta verticali

PROGETTAZIONE ATI:

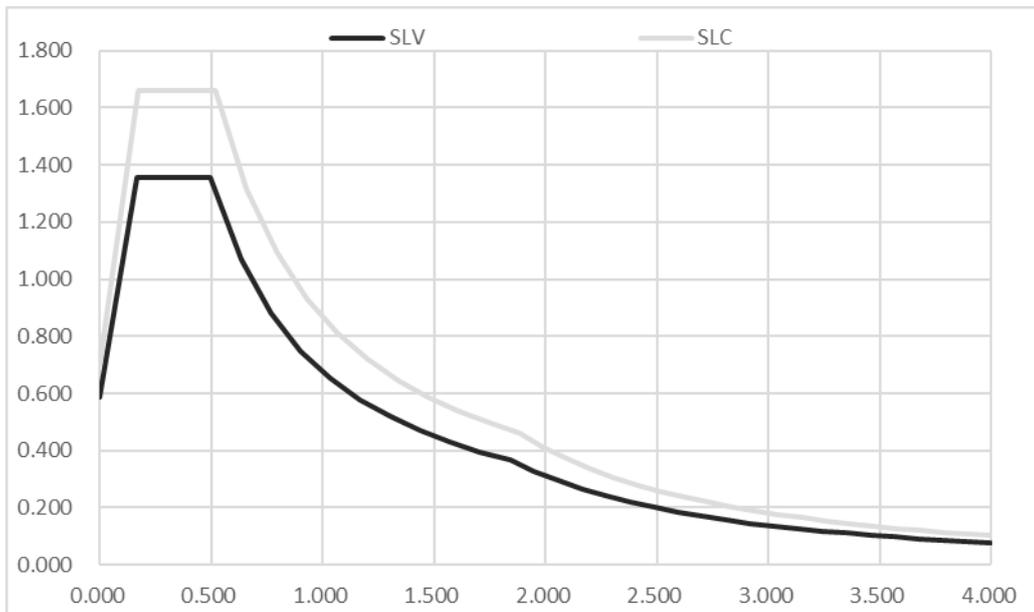


Figura 8.15: Spettri di risposta $q=1.5 [m/s^2 - s]$

PROGETTAZIONE ATI:

9. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni (si veda D.M. 17.01.2018 §2.5.3):

Combinazione fondamentale per gli SLU

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

Combinazione caratteristica (rara) per gli SLE irreversibili

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

Combinazione frequente per gli SLE reversibili

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente per gli SLE a lungo termine

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

Combinazione sismica

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

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P = eventuale pretensione o precompressione

Q_{kj} = azioni variabili

γ_j = coefficienti parziali di sicurezza

ψ_{ij} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili

I coefficienti parziali di sicurezza γ_j da utilizzare sono riportati nella tabella seguente (Estratto tabella 5.1.V) nella colonna "A1 STR".

**OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO**

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

I coefficienti di combinazione Ψ_{0j} sono riportati nella tabella seguente:

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 combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	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
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

9.1. METODOLOGIA DI ANALISI

9.1.1. ANALISI IN CONDIZIONI NON-SISMICHE

Le analisi svolte in condizioni non sismiche sono tutte di tipo statico lineare. L'analisi per carichi mobili è stata svolta in automatico dal software impiegando la teoria delle linee di influenza e ricavando l'involuppo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali.

I risultati delle analisi in termini di distribuzioni delle sollecitazioni sono riportati nei paragrafi di verifica dei singoli elementi strutturali.

9.1.2. ANALISI SISMICA

Nelle verifiche riguardanti l'impalcato l'azione sismica non è determinante. Viene comunque presa in conto per la determinazione degli spostamenti massimi degli appoggi mobili tramite un'analisi spettrale come definito nel capitolo precedente.

10. MODELLAZIONE DELL'IMPALCATO

10.1. FASI COSTRUTTIVE

Nella realizzazione dell'impalcato si dovrà procedere secondo le fasi costruttive indicate nella tabella successiva.

Fase	Operazione
0	Posa in opera delle travi
1	Getto soletta e g_2
2	Esercizio viadotto

10.2. FASI DI CALCOLO

La tabella seguente riassume le diverse fasi di calcolo, indicando per ciascuna di esse le rispettive azioni con i corrispondenti tempi, e specificando la sezione resistente su cui agiscono le suddette azioni.

FASE	SEZIONE RESISTENTE	TEMPO giorni	AZIONE
0	Trave isolata	0	Precompressione
		0	Peso proprio trave
		60	Cadute di tensione lente
1	Trave isolata	60	Getto trasversi
		100	Cadute di tensione lente
	Trave isolata	100	Getto soletta
2	Sezione mista	>100	Carichi permanenti portati
		>100	Carichi variabili
		∞	Cadute di tensione lente

10.3. GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo è stato realizzato impiegando esclusivamente elementi frame per la modellazione delle varie parti strutturali (travi, traversi, soletta).

La struttura dell'impalcato in particolare è stata modellata a graticcio tenendo conto della presenza delle fasce di soletta e dei traversi che contribuiscono alla ripartizione trasversale dei carichi tra le travi di impalcato.

Le connessioni tra gli elementi sono state modellate ove necessario mediante link rigidi; sono inoltre stati utilizzati link elastici che vanno a modellare in particolare il comportamento meccanico degli apparecchi di appoggio.

**OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A –
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO**

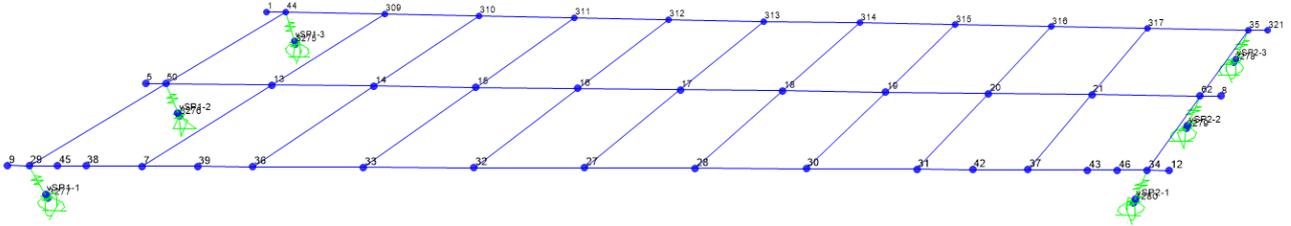


Figura 10.16: Vista del modello di calcolo impalcato

10.4. DATI DIMENSIONALI PER VERIFICHE ALLO SLU

Si riportano di seguito le verifiche delle travi in c.a.p. per effetto delle combinazioni dei carichi allo SLU. La geometria della trave è raffigurata in Figura 10.17.

TRAVI

Luce campata	25.50	m
Tipologia travi	V	
Lunghezza trave	26.50	m
Retro-Trave	0.50	m
Altezza trave	1.40	m
Larghezza alla base	96.4	cm
Larghezza superiore	180	cm
Numero di anime per trave	2	
Larghezza di ciascuna anima per la sezione corrente	14.0	cm

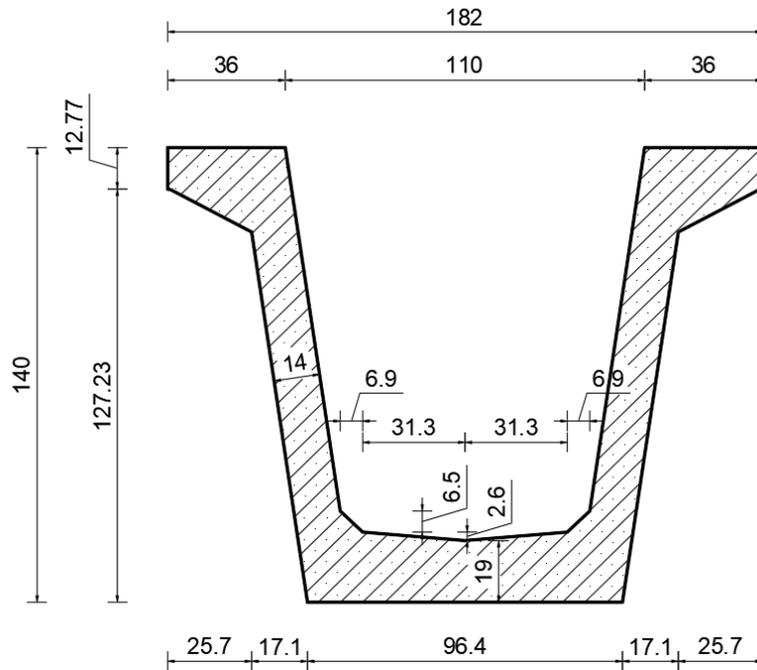


Figura 10.17: Sezione trasversale trave in c.a.p.

PROGETTAZIONE ATI:

10.5. CADUTE DI TENSIONE

L'analisi della variabilità della precompressione nelle fasi previste viene condotta tenendo conto dei fenomeni di ritiro e viscosità nel calcestruzzo e di rilassamento nell'acciaio in conformità alle NTC 18 e alla norma UNI EN 1992-1-1.

10.5.1. CADUTE PER RITIRO CALCESTRUZZO

I valori della deformazione totale da ritiro ε_{CS} sono dati da:

$$\varepsilon_{CS} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove ε_{cd} è la deformazione da ritiro per essiccamento e ε_{ca} è la deformazione da ritiro autogeno.

10.5.2. RITIRO PER ESSICCAMENTO

La deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento $\varepsilon_{cd,0}$ è calcolata con le espressioni:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

dove:

f_{cm} è la resistenza media a compressione (N/mm²);

$f_{cm0} = 10$ N/mm²;

α_{ds1} è un coefficiente dipendente dal tipo di cemento;

α_{ds2} è un coefficiente dipendente dal tipo di cemento;

RH è l'umidità relativa ambientale (in percentuale);

$RH_0 = 100\%$.

Lo sviluppo del ritiro per essiccamento nel tempo è regolato dalla:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

dove: k_h è un coefficiente che dipende dalla dimensione convenzionale h_0 secondo il seguente prospetto (prospetto 3.3 della norma UNI):

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}}$$

dove:

t è l'età del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento considerato;

PROGETTAZIONE ATI:

- t_s è l'età del calcestruzzo (in giorni) all'inizio del ritiro per essiccamento;
 h_0 è la dimensione convenzionale (in millimetri) della sezione trasversale = $2A_c/u$
dove:
 A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo;
 u è il perimetro della parte di sezione trasversale esposta ad essiccamento.

Il tempo t_s di inizio del ritiro per essiccamento coincide con la fine della maturazione

10.5.3. RITIRO AUTOGENO

La deformazione da ritiro autogeno è data da:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

dove:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

e

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 t^{0.5})$$

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Calcolo della Deformazione per ritiro		
Rck =	55.0 MPa	Resistenza cubica caratteristica
fck =	45.7 MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
E _{c,m} =	36416 MPa	Modulo elastico del cls
A _C =	634000 mmq	Area della sezione in cls
u =	4088 mm	Perimetro della sezione in cls esposto all'aria
h ₀ =	310.2 mm	dimensione fittizia h ₀ = 2A _C /u
k _h =	0.75	parametro funzione di h ₀ secondo la Tab. 11.2.Vb
t ₀ =	3 gg	Tempo di messa di carico
Deformazione per ritiro a tempo infinito		
β _{RH} =	1.22	coefficiente dipendente dall'unidità relativa
f _{cm} =	53.7 MPa	resistenza media cilindrica a compressione
f _{cm0} =	10.0 MPa	
Classe:	R	Classe del cemento (UNI EN 1992-1)
α _{ds1} =	6.00	coefficiente dipendente dal tipo di cemento
α _{ds2} =	0.11	coefficiente dipendente dal tipo di cemento
ε _{cd,0} =	-0.504 ‰	Deformazione da ritiro per essiccamento
ε _{cd} =	-0.377 ‰	Valore medio a t=∞ della deformazione per ritiro da essiccamento
ε _{ca} =	-0.089 ‰	Valore medio a t=∞ della deformazione per ritiro autogeno
ε _{cs} =	-0.465 ‰	Valore medio a t=∞ della deformazione per ritiro (totale)
Deformazione per ritiro a tempo t _s		
t _s =	60 gg	tempo
β _{ds} (t,t _s) =	0.207	Coefficiente del ritiro da essiccamento dipendente dall'età del calcestruzzo
β _{as} (t) =	0.788	Coefficiente del ritiro autogeno dipendente dal tempo
ε _{cd} (t _s) =	-0.078 ‰	Valore medio al tempo t _s della deformazione per ritiro da essiccamento
ε _{ca} (t _s) =	-0.0702 ‰	Valore medio al tempo t _s della deformazione per ritiro autogeno
ε _{cs} (t _s) =	-0.147 ‰	Valore medio al tempo t_s della deformazione per ritiro (totale)
Deformazione per ritiro a tempo t _s		
t _s =	100 gg	tempo
β _{ds} (t,t _s) =	0.304	Coefficiente del ritiro da essiccamento dipendente dall'età del calcestruzzo
β _{as} (t) =	0.865	Coefficiente del ritiro autogeno dipendente dal tempo
ε _{cd} (t _s) =	-0.114 ‰	Valore medio al tempo t _s della deformazione per ritiro da essiccamento
ε _{ca} (t _s) =	-0.0771 ‰	Valore medio al tempo t _s della deformazione per ritiro autogeno
ε _{cs} (t _s) =	-0.191 ‰	Valore medio al tempo t_s della deformazione per ritiro (totale)

10.5.1. CADUTE PER VICOSITA'

Il coefficiente di viscosità $\varphi(t,t_0)$ è calcolato con la relazione:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_C(t,t_0)$$

dove:

φ_0 è il coefficiente nominale di viscosità ed è valutato mediante:

$$\varphi_0 = \varphi_{PH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

PROGETTAZIONE ATI:

φ_{RH} è un coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2$$

RH è l'umidità ambientale relativa, in percentuale;

$\beta(f_{cm})$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo, in N/mm^2 , all'età di 28 giorni;

$\beta(t_0)$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

h_0 è la dimensione fittizia dell'elemento, in millimetri, dove:

$$h_0 = \frac{2 A_c}{u}$$

A_c è l'area della sezione trasversale;

u è il perimetro dell'elemento a contatto con l'atmosfera;

$\beta_c(t, t_0)$ è un coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico e può essere valutato con la seguente espressione:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3}$$

t è l'età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato;

t_0 è l'età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico;

$t - t_0$ è la durata non corretta del carico, in giorni;

β_H è un coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h_0 in millimetri). È calcolato nel modo seguente:

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35$$

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} > 35$$

$\alpha_{1/2/3}$ sono coefficienti atti a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

L'effetto del tipo di cemento sul coefficiente di viscosità del calcestruzzo viene considerato modificando l'età del carico t_0 secondo la seguente espressione:

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

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

dove:

$t_{0,T}$ è l'età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico, corretta in funzione della temperatura secondo l'espressione

α è un esponente che dipende dal tipo di cemento.

L'effetto di temperature elevate o ridotte comprese nell'intervallo 0-80 °C sulla maturazione del calcestruzzo viene preso in conto correggendo l'età del calcestruzzo con la seguente espressione:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000 / [273 + T(\Delta t_i)] - 13.65)} \cdot \Delta t_i$$

dove:

t_T è l'età del calcestruzzo, corretta in funzione della temperatura, che sostituisce t nelle corrispondenti espressioni;

$T(t_i)$ è la temperatura, in gradi centigradi, durante il periodo di tempo Δt_i ;

t_i è il numero di giorni in cui risulta prevalente la temperatura T .

10.5.2. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI VISCOSITÀ

Calcolo del coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$		
Rck =	55.0 MPa	Resistenza cubica caratteristica
fck =	45.7 MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
fcm =	53.7 MPa	Resistenza media cilindrica
A_c =	641000 mmq	Area della sezione in cls
u =	4088 mm	Perimetro della sezione in cls esposto all'aria
h_0 =	313.6 mm	dimensione fittizia $h_0 = 2A_c/u$
RH =	60 %	Umidità Relativa
t_0 =	3.0 gg	Tempo di messa di carico (stagionatura del cls all'atto della precompressione)
t =	60 gg	Tempo di calcolo della viscosità

Effetto del tipo di cemento sul coefficiente di viscosità			
Classe:	R	Classe del cemento	(UNI EN 1992-1)
α =	1		
Ciclo termico di maturazione forzata			
	Δt_i	T_i	Δt_{eq}
	[h]	[°C]	[h]
	1	3	20
	2	3	40
	3	6	60
	4	4	40
	5	8	20
	6	0	20
	t =	24 h	t_T = 58.67 h
	t_0 =	1 gg	$t_{0,T}$ = 2.44 gg
t_0^* =	6.91 gg	Stagionatura del cls corretta in base al tipo di cemento	
Calcolo del coefficiente nominale di viscosità ϕ_0			
$\beta(t_0)$ =	0.636	coeff. dell'effetto dell'età del cls al momento di applicazione del carico sul coeff. nominale di viscosità	
ϕ_0 =	1.924	coefficiente nominale di viscosità (a tempo infinito)	

PROGETTAZIONE ATI:

Calcolo del coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ dopo		60	gg dall'applicazione del carico						
$\beta_c(t, t_0) =$	0.472	coefficiente di evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico							
$\phi(t, t_0) =$	0.908								
Calcolo del coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ dopo		100	gg dall'applicazione del carico						
$\beta_c(t, t_0) =$	0.541	coefficiente di evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico							
$\phi(t, t_0) =$	1.042								

10.5.3. CADUTE PER EFFETTO TERMICO

Per effetto della maturazione a vapore, la diminuzione di tensione nelle armature da precompressione e la dilatazione impedita del calcestruzzo dovute alla temperatura, inducono una specifica caduta termica $\Delta\sigma_{p\theta}$ che è valutata con l'espressione:

$$\Delta\sigma_{p\theta} = 0.5 E_p \alpha_c (T_{\max} - T_0)$$

dove:

E_p è il modulo di elasticità delle armature di precompressione;

α_c è il coefficiente di dilatazione termica lineare del calcestruzzo;

$T_{\max} - T_0$ è la differenza tra la temperatura massima e quella iniziale del calcestruzzo a contatto delle armature di precompressione, in gradi centigradi.

$E_p =$	195000 MPa	Modulo elastico delle armature di precompressione						
$\alpha_c =$	0.00001 °C ⁻¹	coefficiente di dilatazione termica del cls						
$T_0 =$	20 °C	Temperatura iniziale del cls a contatto delle armature di precompressione						
$T_{\max} =$	60 °C	Temperatura massima del cls a contatto delle armature di precompressione						
$T_{\max} - T_0 =$	40 °C	ΔT tra la T_{\max} e T_0						
$\Delta\sigma_{p\theta} =$	39.0 MPa	Caduta per effetto termico						

10.5.4. CADUTE PER RILASSAMENTO ACCIAIO

Il rapporto della variazione della tensione di precompressione sulla tensione di precompressione iniziale è determinato applicando la seguente espressione, valida per acciaio di classe 2 (fili o trefoli a basso rilassamento):

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-3} \quad (3.29)$$

dove:

$\Delta\sigma_{pr}$ è il valore assoluto delle perdite per rilassamento;

σ_{pi} è la massima tensione di trazione applicata al cavo meno le perdite immediate che si verificano durante il procedimento di messa in tensione;

t è il tempo dopo la messa in tensione (in ore);

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$, dove f_{pk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'acciaio da precompressione;

ρ_{1000} è il valore della perdita per rilassamento a 1000 h dopo la messa in tensione e a una temperatura media di 20 °C.

Per tener conto degli effetti del trattamento termico previsto sulle perdite di precompressione dovute al rilassamento dell'acciaio, nella funzione rilassamento-tempo precedente si aggiunge un tempo

PROGETTAZIONE ATI:

equivalente t_{eq} al tempo dopo la tesatura. Il tempo equivalente è valutato con l'espressione seguente:

$$t_{eq} = \frac{1,14 (T_{max} - 20)}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i$$

dove:

t_{eq} è il tempo equivalente (in ore);

$T_{(ti)}$ è la temperatura (in gradi centigradi) durante l'intervallo di tempo t_i ;

T_{max} è la temperatura massima (in gradi centigradi) durante il trattamento termico.

10.5.5. CADUTE TOTALI

Per tener conto dell'interazione tra rilassamento nell'acciaio e ritiro e viscosità nel calcestruzzo, la perdita di tensione nell'acciaio è valutata localmente in base alla seguente espressione:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \phi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \phi(t, t_0)]}$$

dove:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ è il valore assoluto della variazione di tensione nelle armature dovuta a viscosità, ritiro e rilassamento al livello y , all'istante t ;

ε_{cs} è la deformazione per ritiro in valore assoluto;

E_p è il modulo di elasticità dell'acciaio da precompressione;

E_{cm} è il modulo di elasticità del calcestruzzo;

$\Delta\sigma_{pr}$ è il valore assoluto della variazione di tensione per effetto del rilassamento dell'acciaio da precompressione.

$\phi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità all'istante t con applicazione del carico all'istante t_0 ;

$\sigma_{c,QP}$ è la tensione nel calcestruzzo adiacente alle armature, dovuta a peso proprio, precompressione iniziale e ad altre azioni quasi-permanenti ove presenti.

A_p è l'area di tutte le armature di precompressione al livello y ;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

I_c è il momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo;

z_{cp} è la distanza tra il baricentro della sezione di calcestruzzo e le armature.

10.6. ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE TRAVI

Si riportano di seguito le caratteristiche generali dell'armatura di precompressione.

$\sigma_{pi} =$	1450	MPa	Tens. Iniziale alla tesaura	
$f_{p(1)k} =$	1670	MPa	Tens. Caratt all'1% di def. tot.	
$\sigma_{p,\infty} =$	1336	MPa	Tensione massima in esercizio	
$A_s =$	1.39	cmq	Area 1 Trefolo da:	0.6"

**OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO**

Armature di precompressione			
Strato	n_{tr}	d_{tr} [cm]	A_{uj} [cm ²]
6	2	135.0	1.39
5	0	0.0	1.39
4	4	21.0	1.39
3	6	16.0	1.39
2	12	11.0	1.39
1	18	6.0	1.39
TOT	42		
n_{tr} =	Numero di trefoli dello strato		
d_{tr} =	Distanza dei trefoli dal lembo inferiore		
A_{uj} =	Area di ciascun trefolo dello strato		

Si riportano di seguito le caratteristiche dell'armatura di precompressione per le varie sezioni di verifica.

Strato	x/y	S1 0.00	S2 0.50	S3 1.15	S4 1.80	S5 3.09	S6 4.35	S7 5.62	S8 8.14	S9 10.66	S10(Mezz) 13.19
6	135.0	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
5	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	21.0	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
3	16.0	2	2	2	2	2	2	6	6	6	6
2	11.0	4	4	4	6	6	8	12	12	12	12
1	6.0	2	2	4	4	4	12	12	12	18	18
	tot. tr.	14	14	16	18	18	28	36	36	42	42
	y_{spi} =	31.57	31.57	28.38	26.44	26.44	19.50	18.17	18.17	16.43	16.43
	I_{sp} =	54602	54602	54702	55038	55038	55775	57871	57871	58172	58172

Caratteristiche geometriche delle armature di precompressione						
Sez.	$x_{asse\ pila}$ [m]	n_t	A_{sp} [cm ²]	S_{sp} [cm ³]	I_{sp} [cm ⁴]	y_{spi} [cm]
S1	-0.50	14	19.46	614.38	54602	31.57
S2	0.00	14	19.46	614.38	54602	31.57
S3	0.65	16	22.24	631.06	54702	28.38
S4	1.30	18	25.02	661.64	55038	26.44
S5	2.59	18	25.02	661.64	55038	26.44
S6	3.85	28	38.92	758.94	55775	19.50
S7	5.12	36	50.04	909.06	57871	18.17
S8	7.64	36	50.04	909.06	57871	18.17
S9	10.16	42	58.38	959.10	58172	16.43
S10(Mezz)	12.69	42	58.38	959.10	58172	16.43

**OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO**

Sez.	$x_{\text{asse pila}}$ [m]	σ_{pi0} [MPa]	A_{sp} [cm ²]	y_{1p} [cm]	P_0 [kN]	M_{p0} [kNm]
S1	-0.50	0	19.46	-31.9	0.0	0.0
S2	0.00	684	19.46	-31.9	1331.6	-424.5
S3	0.65	1450	22.24	-35.0	3224.8	-1127.7
S4	1.30	1450	25.02	-36.8	3627.9	-1335.2
S5	2.59	1450	25.02	-36.8	3627.9	-1335.2
S6	3.85	1450	38.92	-43.2	5643.4	-2439.4
S7	5.12	1450	50.04	-44.2	7255.8	-3206.9
S8	7.64	1450	50.04	-44.2	7255.8	-3206.9
S9	10.16	1450	58.38	-45.6	8465.1	-3862.3
S10(Mezz)	12.69	1450	58.38	-45.6	8465.1	-3862.3

$p_{ss} =$	0.20	m	Passo delle armature superiori correnti in soletta				
$p_{is} =$	0.20	m	Passo delle armature inferiori correnti in soletta				
$c =$	5.00	cm	Copriferro armature in soletta (asse armatura)				
Dettaglio armature ordinarie Trave di bordo							
	Strato	n_s	ϕ [mm]	d [cm]	x_1 [m]	x_2 [m]	A_s [cm ²]
	7	14.3	0	160	0.00	0.00	0.00
	6	14.3	0	146	0.00	0.00	0.00
	5	14.3	12	160	0.00	26.50	16.13
	4	14.3	12	146	0.00	26.50	16.13
	3	0	0	0	13.25	13.25	0
	2	0	8	12	0	26.50	0.00
	1	10	8	5	0	26.50	5.03

**OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO**

Parametri adottati per le verifiche a taglio e torsione									
$ctg\alpha =$	0.00	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto asse trave							
$f_{cd} =$	25.87	resistenza di calcolo a compressione del cls							
$\nu =$	0.50	coefficiente riduttivo per cls fessurato a taglio							
$f'_{cd} =$	12.93	resistenza di calcolo corretta del cls							
$f_{ywd} =$	391.3	resistenza di calcolo delle armature a taglio							
$n_w =$	2.00	numero delle anime della sezione							
$u_m =$	5.24	perimetro medio del nucleo resistente							

Caratteristiche travi e armature a taglio - Singola nervatura trave

Sez.	$x_{asse\ app}$ [m]	$ctg\theta$	σ_{cp} [MPa]	α_c	b_w [cm]	bracci [-]	ϕ [mm]	ρ [cm]	A_{sw}/s [cm ² /m]
S1	-0.50	1.00	0.00	1.00	14	2	16	10.0	40.21
S2	0.00	1.00	1.42	1.05	14	2	16	10.0	40.21
S3	0.65	1.00	4.04	1.16	14	2	16	10.0	40.21
S4	1.30	1.00	4.52	1.17	14	2	16	10.0	40.21
S5	2.59	1.00	4.46	1.17	14	2	16	10.0	40.21
S6	3.85	1.00	6.46	1.25	14	2	16	10.0	40.21
S7	5.12	1.00	8.00	1.25	14	2	16	20.0	20.11
S8	7.64	1.00	8.01	1.25	14	2	16	20.0	20.11
S9	10.16	1.00	9.09	1.25	14	2	14	20.0	15.39
S10(Mezz)	12.69	1.00	9.13	1.25	14	2	14	20.0	15.39

10.7. CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

10.7.1. TRAVE ISOLATA

Caratteristiche geometriche delle sezioni della trave isolata

Sez.	$x_{asse\ app}$ [m]	A_c [m ²]	S_{ci} [m ³]	I_{ci} [m ⁴]	I_{co} [m ⁴]	Y_{Gi} [m]
S1	-0.50	0.634	0.4064	0.4075	0.1470	0.641
S2	0.00	0.634	0.4064	0.4075	0.1470	0.641
S3	0.65	0.634	0.4064	0.4075	0.1470	0.641
S4	1.30	0.634	0.4064	0.4075	0.1470	0.641
S5	2.59	0.634	0.4064	0.4075	0.1470	0.641
S6	3.85	0.634	0.4064	0.4075	0.1470	0.641
S7	5.12	0.634	0.4064	0.4075	0.1470	0.641
S8	7.64	0.634	0.4064	0.4075	0.1470	0.641
S9	10.16	0.634	0.4064	0.4075	0.1470	0.641
S10(Mezz)	12.69	0.634	0.4064	0.4075	0.1470	0.641

$A_c =$	Area					
$S_{ci} =$	Momento statico rispetto al lembo inferiore trave					
$I_{ci} =$	Momento di Inerzia rispetto al lembo inferiore trave					
$I_{co} =$	Momento di Inerzia baricentrico					
$Y_{Gi} =$	Distanza del baricentro rispetto al lembo inferiore trave					

PROGETTAZIONE ATI:

10.7.2. SEZIONE IDEALE OMOGENEIZZATA

SEZIONE IDEALE OMOGENEIZZATA			
CLS Trave	C45/55		
$f_{ck, tr} =$	45.65	MPa	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls travi
$E_{cm} =$	36416	MPa	Modulo di elasticità del calcestruzzo delle travi
$E_s =$	210000	MPa	Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria
$E_p =$	195000	MPa	Modulo di elasticità dell'armatura di precompressione
$\omega_p =$	5.35		Coeff. di omogeneizzazione acciaio di precompressione
$\omega_s =$	5.77		Coeff. di omogeneizzazione acciaio ordinario

Caratteristiche Geometriche Sezione Ideale Omogeneizzata											
Sez.	$x_{asse\ pila}$ [m]	A_1 [m ²]	S_{1i} [m ³]	I_{1i} [m ⁴]	I_{10} [m ⁴]	Y_{1s} [m]	Y_{1i} [m]	Y_{1p} [m]	W_{1s} [m ³]	W_{1i} [m ³]	W_{1p} [m ³]
S1	-0.50	0.6449	0.4092	0.4099	0.1502	0.765	-0.635	-0.319	0.1963	-0.2368	-0.4712
S2	0.00	0.6449	0.4092	0.4099	0.1502	0.765	-0.635	-0.319	0.1963	-0.2368	-0.4712
S3	0.65	0.6461	0.4093	0.4099	0.1506	0.767	-0.633	-0.350	0.1965	-0.2378	-0.4308
S4	1.30	0.6473	0.4094	0.4099	0.1510	0.768	-0.632	-0.368	0.1967	-0.2387	-0.4102
S5	2.59	0.6473	0.4094	0.4099	0.1510	0.768	-0.632	-0.368	0.1967	-0.2387	-0.4102
S6	3.85	0.6533	0.4098	0.4099	0.1529	0.773	-0.627	-0.432	0.1978	-0.2437	-0.3536
S7	5.12	0.6582	0.4105	0.4100	0.1540	0.776	-0.624	-0.442	0.1984	-0.2470	-0.3485
S8	7.64	0.6582	0.4105	0.4100	0.1540	0.776	-0.624	-0.442	0.1984	-0.2470	-0.3485
S9	10.16	0.6618	0.4107	0.4100	0.1552	0.779	-0.621	-0.456	0.1991	-0.2501	-0.3401
S10(Mezz)	12.69	0.6618	0.4107	0.4100	0.1552	0.779	-0.621	-0.456	0.1991	-0.2501	-0.3401

$A_1 =$	Area sezione ideale omogeneizzata
$S_{1i} =$	Momento statico rispetto al lembo inferiore
$I_{1i} =$	Momento di inerzia rispetto al lembo inferiore
$I_{10} =$	Momento di inerzia baricentrico
$Y_{1s} =$	distanza lembo superiore trave dal baricentro trave
$Y_{1i} =$	distanza lembo inferiore trave dal baricentro trave
$Y_{1p} =$	distanza baricentro armature di precompressione dal baricentro trave
$W_{1s} =$	Modulo di resistenza rispetto al lembo superiore trave
$W_{1i} =$	Modulo di resistenza rispetto al lembo inferiore trave
$W_{1p} =$	Modulo di resistenza rispetto al baricentro armature da precompressione

10.7.3. SEZIONE MISTA TRAVE + SOLETTA

SEZIONE MISTA TRAVE + SOLETTA			
CLS Sol.	C35/45		
$f_{ck, sol} =$	37.35	MPa	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls soletta
$E_{c, sol} =$	34625	MPa	Modulo di elasticità del calcestruzzo della soletta
$n_c =$	0.951		Coefficiente di omogeneizzazione dei calcestruzzi
$L_{imp} =$	7.50	m	Larghezza impalcato (fuori tutto)
$n_{tr} =$	3		Numero travi
$i_{tr} =$	1.80	m	Interasse travi
$S_{sol} =$	0.20	m	Spessore della soletta
$S_{pred} =$	0.05	m	Spessore dalla

PROGETTAZIONE ATI:

Caratteristiche della Sezione di solo calcestruzzo						
Sez.	$x_{\text{asse pila}}$ [m]	A_{2c} [m ²]	S_{2ci} [m ³]	I_{2ci} [m ⁴]	I_{2c0} [m ⁴]	Y_{2ci} [m]
S1	-0.50	1.2045	1.2907	1.7800	0.39702	1.072
S2	0.00	1.2045	1.2907	1.7800	0.39702	1.072
S3	0.65	1.2045	1.2907	1.7800	0.39702	1.072
S4	1.30	1.2045	1.2907	1.7800	0.39702	1.072
S5	2.59	1.2045	1.2907	1.7800	0.39702	1.072
S6	3.85	1.2045	1.2907	1.7800	0.39702	1.072
S7	5.12	1.2045	1.2907	1.7800	0.39702	1.072
S8	7.64	1.2045	1.2907	1.7800	0.39702	1.072
S9	10.16	1.2045	1.2907	1.7800	0.39702	1.072
S10(Mezz)	12.69	1.2045	1.2907	1.7800	0.39702	1.072

A_{2c} =	Area
S_{2ci} =	Momento Statico rispetto al lembo inferiore
I_{2ci} =	Momento di inerzia rispetto al lembo inferiore
I_{2c0} =	Momento di inerzia baricentrico
Y_{2ci} =	Distanza del baricentro dal lembo inferiore trave

10.7.4. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI NELLE VARIE FASI PER TRAVE DI BORDO

Si riportano di seguito le caratteristiche delle sollecitazioni in termini di momento flettente M e taglio V relative alla trave maggiormente sollecitata.

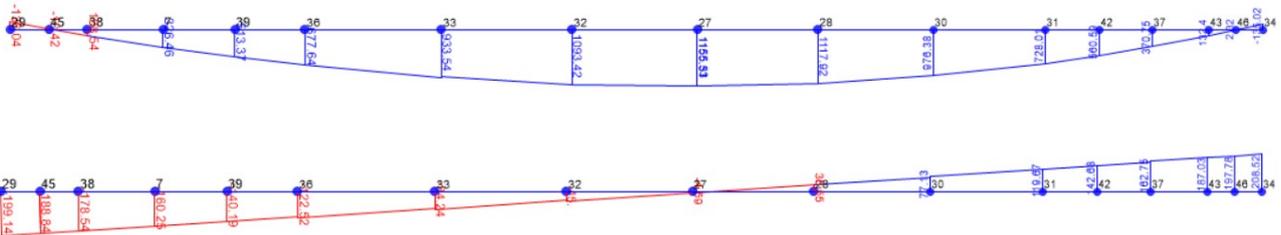


Figura 10.18: Momento flettente e taglio peso proprio

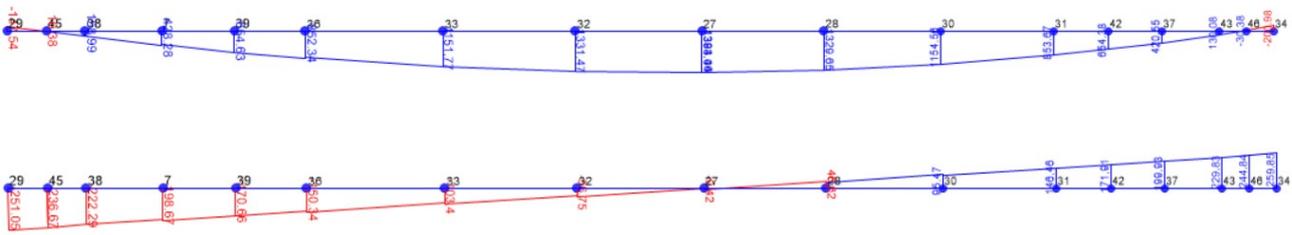


Figura 10.19 Momento flettente e taglio getto soletta



PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO



Figura 10.20 Momento flettente e taglio G2

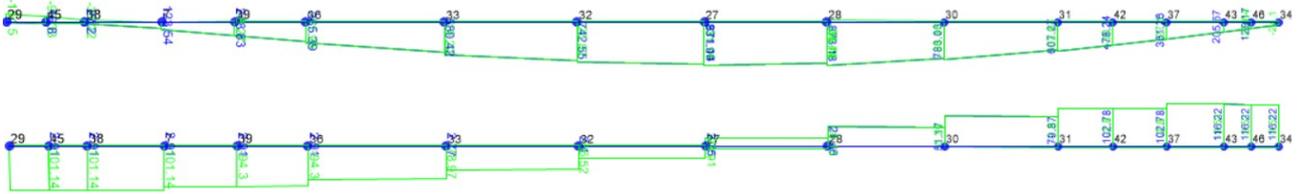


Figura 10.21 Momento flettente e taglio carichi mobili tandem

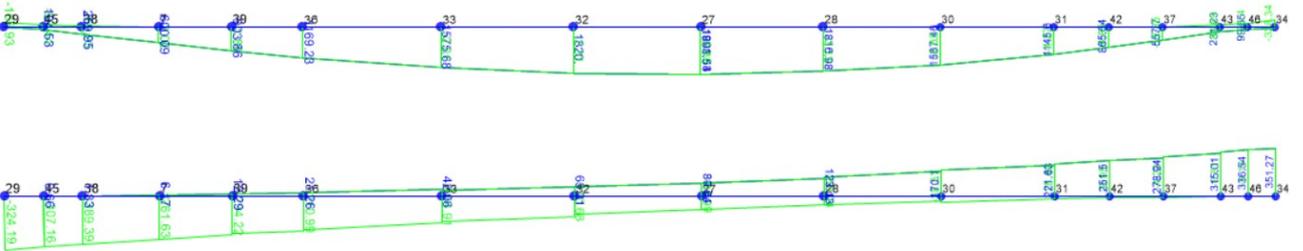


Figura 10.22 Momento flettente e taglio carichi mobili distribuiti

11. VERIFICHE TRAVI

11.1. PRECOMPRESSIONE E CADUTE DI TENSIONE

Nei paragrafi che seguono sono calcolate le precompressioni iniziali e valutate le cadute di tensione nelle diverse fasi di calcolo considerate.

11.1.1. FASE 1: VERIFICHE ALL'ATTO DEL RILASCIO

Per le verifiche all'atto del rilascio si considerano i valori di sforzo normale e momento flettente dovuti alla precompressione determinati con una lunghezza di trasmissione della precompressione pari al valore inferiore di l_{pt} ed assumendo che all'estremità delle guaine i corrispondenti cavi siano attivi (condizioni che massimizzano i valori delle tensioni di trazione al lembo teso e compressione al lembo compresso).

Si considerano i soli effetti di precompressione e peso proprio. Sezione resistente trave isolata.

Verifica delle condizioni iniziali													
Sez.	$x_{asse\ app.}$ [m]	P_0 [kN]	M_{p0} [kNm]	σ_{p0ts} [MPa]	σ_{p0ti} [MPa]	σ_{p0pi} [MPa]	M_{g0} [kNm]	$\Delta\sigma_{g0ts}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{g0ti}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{g0pi}$ [MPa]	$\sigma_{ts,li}$ [MPa]	$\sigma_{ti,li}$ [MPa]	$\sigma_{i,pi}$ [MPa]
S1	-0.50	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
S2	0.00	2282.8	-798.3	-0.53	6.89	5.39	0.0	0.00	0.00	0.00	-0.53	6.89	5.39
S3	0.65	3627.9	-1335.2	-1.18	11.20	8.86	132.7	0.67	-0.56	-0.32	-0.51	10.64	8.54
S4	1.30	3627.9	-1335.2	-1.18	11.20	8.86	258.7	1.32	-1.08	-0.63	0.13	10.11	8.23
S5	2.59	5643.4	-2439.4	-3.69	18.65	15.54	491.0	2.48	-2.01	-1.39	-1.21	16.63	14.15
S6	3.85	7255.8	-3206.9	-5.14	24.01	20.23	691.6	3.49	-2.80	-1.98	-1.65	21.21	18.24
S7	5.12	7255.8	-3206.9	-5.14	24.01	20.23	866.9	4.37	-3.51	-2.49	-0.77	20.50	17.74
S8	7.64	8465.1	-3862.3	-6.61	28.24	24.15	1141.9	5.74	-4.57	-3.36	-0.87	23.67	20.79
S9	10.16	8465.1	-3862.3	-6.61	28.24	24.15	1315.9	6.61	-5.26	-3.87	0.00	22.97	20.28
S10(Mezz)	12.69	8465.1	-3862.3	-6.61	28.24	24.15	1388.8	6.98	-5.55	-4.08	0.37	22.68	20.06

Per tutte le sezioni risulta

- $\sigma_t > f_{ctm}/1.2 = -2.79$ MPa La verifica è soddisfatta
- $\sigma_c < 0,7 \times f_{ckj} = 26.15$ MPa La verifica è soddisfatta

Cadute di tensione al giorno									
Sez.	$x_{asse\ app.}$ [m]	ϵ_{cs} ‰	$\Delta\sigma_{cs}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pr}$ [MPa]	ϕ	$\Delta\sigma_{creep}$ [MPa]	$\Sigma\Delta\sigma$ [MPa]	Denom	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ [MPa]
S1	-0.50	0.147	28.67	24.76	0.908	0.00	53.43	1.04	51.37
S2	0.00	0.147	28.67	24.76	0.908	14.42	67.85	1.04	65.23
S3	0.65	0.147	28.67	24.76	0.908	35.50	88.92	1.05	84.81
S4	1.30	0.147	28.67	24.76	0.908	40.01	93.44	1.06	88.44
S5	2.59	0.147	28.67	24.76	0.908	37.26	90.68	1.06	85.83
S6	3.85	0.147	28.67	24.76	0.908	66.03	119.45	1.10	108.69
S7	5.12	0.147	28.67	24.76	0.908	86.24	139.67	1.13	123.72
S8	7.64	0.147	28.67	24.76	0.908	82.41	135.83	1.13	120.32
S9	10.16	0.147	28.67	24.76	0.908	98.59	152.02	1.15	131.74
S10(Mezz)	12.69	0.147	28.67	24.76	0.908	97.55	150.97	1.15	130.83

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Tensioni risultanti al giorno :		60							
Tensioni risultanti al giorno :		60							
Sez.	$x_{asse\ app.}$ [m]	$\Delta_1 P$ [kN]	$\Delta_1 M_p$ [kNm]	$\Delta_1 \sigma_{ts,p}$ [MPa]	$\Delta_1 \sigma_{ti,p}$ [MPa]	$\Delta_1 \sigma_{pi,p}$ [MPa]	$\sigma_{ts,1f}$ [MPa]	$\sigma_{ti,1f}$ [MPa]	$\sigma_{pi,1f}$ [MPa]
S1	-0.50	-99.96	31.87	0.01	-0.29	-0.22	0.01	-0.29	-0.22
S2	0.00	-126.94	40.47	0.01	-0.37	-0.28	-0.09	3.49	2.68
S3	0.65	-188.62	65.96	0.04	-0.57	-0.45	-0.03	8.61	6.86
S4	1.30	-221.28	81.44	0.07	-0.68	-0.54	0.20	9.43	7.69
S5	2.59	-214.76	79.04	0.07	-0.66	-0.52	1.38	8.48	7.14
S6	3.85	-423.01	182.85	0.28	-1.40	-1.16	0.08	14.41	12.42
S7	5.12	-619.07	273.61	0.44	-2.05	-1.73	-0.33	18.45	16.01
S8	7.64	-602.07	266.10	0.43	-1.99	-1.68	1.04	17.39	15.27
S9	10.16	-769.08	350.90	0.60	-2.57	-2.19	0.60	20.41	18.08
S10(Mezz)	12.69	-763.80	348.49	0.60	-2.55	-2.18	0.96	20.13	17.88

11.1.2. FASE 2: GETTI IN OPERA

Si determinano nel seguito le tensioni dovute al getto in opera della soletta e si valuta l'aliquota di cadute di tensione tra 60 e 100 gg.

Tensioni dovute al getto soletta sulla trave di bordo								
Sez.	$x_{asse\ app.}$ [m]	M_{g1} [kNm]	$\Delta \sigma_{g1ts}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{g1ti}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{g1pi}$ [MPa]	$\sigma_{s,2ts}$ [MPa]	$\sigma_{i,2ti}$ [MPa]	$\sigma_{i,2pi}$ [MPa]
S1	-0.50	0.0	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.29	-0.22
S2	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	-0.09	3.49	2.68
S3	0.65	10.4	0.05	-0.04	-0.02	0.02	8.56	6.83
S4	1.30	159.0	0.81	-0.67	-0.39	1.01	8.77	7.30
S5	2.59	421.6	2.14	-1.77	-1.03	3.53	6.71	6.11
S6	3.85	654.6	3.31	-2.69	-1.85	3.39	11.73	10.56
S7	5.12	843.0	4.25	-3.41	-2.42	3.92	15.04	13.59
S8	7.64	1141.2	5.75	-4.62	-3.27	6.79	12.77	12.00
S9	10.16	1320.9	6.63	-5.28	-3.88	7.24	15.13	14.20
S10(Mezz)	12.69	1384.0	6.95	-5.53	-4.07	7.91	14.60	13.82

Cadute di tensione dal giorno		60	al giorno	100	(seconda quota delle cadute di tensione)				
Sez.	$x_{asse\ app.}$ [m]	$\Delta \epsilon_{cs}$ ‰	$\Delta \sigma_{cs}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{pr}$ [MPa]	$\Delta \phi$	$\Delta \sigma_{creep}$ [MPa]	$\Sigma \Delta \sigma$ [MPa]	Denom	$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ [MPa]
S1	-0.50	0.044	8.58	2.40	0.134	0.00	10.98	1.03	10.70
S2	0.00	0.044	8.58	2.40	0.134	2.13	13.11	1.03	12.78
S3	0.65	0.044	8.58	2.40	0.134	5.22	16.20	1.03	15.71
S4	1.30	0.044	8.58	2.40	0.134	5.63	16.61	1.04	16.03
S5	2.59	0.044	8.58	2.40	0.134	4.76	15.74	1.04	15.19
S6	3.85	0.044	8.58	2.40	0.134	8.42	19.40	1.06	18.24
S7	5.12	0.044	8.58	2.40	0.134	10.99	21.97	1.08	20.29
S8	7.64	0.044	8.58	2.40	0.134	9.81	20.79	1.08	19.20
S9	10.16	0.044	8.58	2.40	0.134	11.76	22.74	1.10	20.70
S10(Mezz)	12.69	0.044	8.58	2.40	0.134	11.48	22.46	1.10	20.44

PROGETTAZIONE ATI:

**OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO**

Tensioni risultanti al giorno :		100							
Tensioni risultanti al giorno :		100							
Sez.	$x_{asse\ app.}$ [m]	$\Delta_2 P$ [kN]	$\Delta_2 M_p$ [kNm]	$\Delta_2 \sigma_{ts,p}$ [MPa]	$\Delta_2 \sigma_{ti,p}$ [MPa]	$\Delta_2 \sigma_{pi,p}$ [MPa]	$\sigma_{ts,2f}$ [MPa]	$\sigma_{ti,2f}$ [MPa]	$\sigma_{pi,2f}$ [MPa]
S1	-0.50	-20.83	6.64	0.00	-0.06	-0.05	0.01	-0.35	-0.27
S2	0.00	-24.87	7.93	0.00	-0.07	-0.06	-0.09	3.42	2.63
S3	0.65	-34.95	12.22	0.01	-0.11	-0.08	0.03	8.46	6.75
S4	1.30	-40.10	14.76	0.01	-0.12	-0.10	1.03	8.64	7.20
S5	2.59	-38.01	13.99	0.01	-0.12	-0.09	3.54	6.59	6.02
S6	3.85	-70.98	30.68	0.05	-0.23	-0.20	3.44	11.49	10.37
S7	5.12	-101.55	44.88	0.07	-0.34	-0.28	3.99	14.70	13.31
S8	7.64	-96.10	42.47	0.07	-0.32	-0.27	6.86	12.45	11.73
S9	10.16	-120.84	55.14	0.09	-0.40	-0.34	7.33	14.72	13.86
S10(Mezz)	12.69	-119.32	54.44	0.09	-0.40	-0.34	8.01	14.20	13.47

11.1.3. FASE 3: CARICHI PERMANENTI PORTATI

Nella terza fase si considerano le cadute che si sviluppano dall'applicazione dei carichi permanenti portati fino a tempo infinito. Le cadute della terza fase sono scontate sulla sezione mista trave - soletta.

Tensioni dovute ai carichi permanenti portati sulla trave di bordo												
Sez.	$x_{asse\ app.}$ [m]	M_{g2} [kNm]	$\Delta \sigma_{g2ss}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{g2si}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{g2ts}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{g2ti}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{g2pi}$ [MPa]	$\sigma_{ss,3i}$ [MPa]	$\sigma_{si,3i}$ [MPa]	$\sigma_{ts,3i}$ [MPa]	$\sigma_{ti,3i}$ [MPa]	$\sigma_{pi,3i}$ [MPa]
S1	-0.50	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.35	-0.27
S2	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.09	3.42	2.63
S3	0.65	2.4	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.03	8.45	6.74
S4	1.30	107.9	0.15	0.08	0.09	-0.28	-0.21	0.15	0.08	1.11	8.36	6.99
S5	2.59	295.3	0.40	0.23	0.24	-0.77	-0.58	0.40	0.23	3.78	5.83	5.44
S6	3.85	461.4	0.62	0.35	0.37	-1.17	-0.96	0.62	0.35	3.81	10.32	9.41
S7	5.12	597.5	0.80	0.46	0.48	-1.50	-1.24	0.80	0.46	4.47	13.20	12.07
S8	7.64	813.3	1.08	0.62	0.66	-2.04	-1.69	1.08	0.62	7.52	10.41	10.04
S9	10.16	944.8	1.25	0.73	0.76	-2.35	-1.98	1.25	0.73	8.09	12.38	11.87
S10(Mezz)	12.69	992.6	1.32	0.76	0.80	-2.47	-2.08	1.32	0.76	8.81	11.74	11.39

Sez.	$x_{asse\ app.}$ [m]	Cadute di tensione dal giorno		100			a tempo infinito (terza quota delle cadute di tensione)			
		$\Delta \epsilon_{cs}$ ‰	$\Delta \sigma_{cs}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{pr}$ [MPa]	$\Delta \phi$	$\Delta \sigma_{creep}$ [MPa]	$\Sigma \Delta \sigma$ [MPa]	Denom	$\Delta \sigma_{p,c+s+tr}$ [MPa]	
S1	-0.50	0.274	53.43	44.24	0.882	0.00	97.67	1.01	96.28	
S2	0.00	0.274	53.43	44.24	0.882	25.44	123.11	1.01	121.36	
S3	0.65	0.274	53.43	44.24	0.882	40.18	137.85	1.02	135.61	
S4	1.30	0.274	53.43	44.24	0.882	36.04	133.71	1.02	131.28	
S5	2.59	0.274	53.43	44.24	0.882	59.24	156.91	1.02	154.05	
S6	3.85	0.274	53.43	44.24	0.882	72.88	170.55	1.03	165.79	
S7	5.12	0.274	53.43	44.24	0.882	66.47	164.14	1.04	158.33	
S8	7.64	0.274	53.43	44.24	0.882	74.72	172.39	1.04	166.28	
S9	10.16	0.274	53.43	44.24	0.882	68.06	165.73	1.04	158.94	
S10(Mezz)	12.69	0.274	53.43	44.24	0.882	65.70	163.37	1.04	156.67	

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Tensioni dovute ai permanenti a tempo infinito														
Sez.	x _{asse app.} [m]	$\Delta_3 P$ [kN]	$\Delta_3 M_p$ [kNm]	$\Delta_3 \sigma_{ss,p}$ [MPa]	$\Delta_3 \sigma_{si,p}$ [MPa]	$\Delta_3 \sigma_{ts,p}$ [MPa]	$\Delta_3 \sigma_{ti,p}$ [MPa]	$\Delta_3 \sigma_{pi,p}$ [MPa]	$\sigma_{ss,3f}$ [MPa]	$\sigma_{si,3f}$ [MPa]	$\sigma_{ts,3f}$ [MPa]	$\sigma_{ti,3f}$ [MPa]	$\sigma_{pi,3f}$ [MPa]	σ_{3Gf} [MPa]
S1	-0.50	-187.35	141.70	0.04	-0.04	-0.04	-0.53	-0.42	0.04	-0.04	-0.03	-0.88	-0.69	-0.23
S2	0.00	-236.16	178.14	0.05	-0.06	-0.05	-0.66	-0.52	0.05	-0.06	-0.14	2.76	2.11	0.55
S3	0.65	-301.60	236.85	0.07	-0.06	-0.05	-0.86	-0.70	0.08	-0.06	-0.02	7.59	6.05	1.78
S4	1.30	-328.45	263.97	0.09	-0.06	-0.05	-0.95	-0.78	0.23	0.02	1.06	7.41	6.21	2.56
S5	2.59	-385.44	309.77	0.10	-0.08	-0.06	-1.12	-0.92	0.50	0.15	3.71	4.71	4.52	3.95
S6	3.85	-645.25	560.24	0.23	-0.09	-0.07	-1.95	-1.69	0.84	0.26	3.74	8.37	7.72	4.85
S7	5.12	-792.27	695.58	0.29	-0.10	-0.08	-2.38	-2.09	1.08	0.36	4.40	10.81	9.98	5.96
S8	7.64	-832.08	730.53	0.30	-0.11	-0.08	-2.50	-2.19	1.39	0.52	7.44	7.91	7.85	7.55
S9	10.16	-927.89	828.08	0.35	-0.11	-0.08	-2.80	-2.48	1.61	0.62	8.02	9.57	9.39	8.40
S10(Mezz)	12.69	-914.66	816.27	0.35	-0.11	-0.07	-2.76	-2.45	1.67	0.66	8.74	8.97	8.95	8.79

Tensioni dovute al ritiro differenziale trave soletta								
Sez.	x _{asse app.} [m]	N _{rd} [kN]	M _{rd} [kNm]	$\Delta \sigma_{rd,ss}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{rd,si}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{rd,ts}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{rd,ti}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{rd,pi}$ [MPa]
S1	-0.50	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
S2	0.00	233	121	0.35	0.28	0.29	-0.13	-0.03
S3	0.65	233	121	0.35	0.28	0.29	-0.13	-0.04
S4	1.30	233	121	0.35	0.28	0.29	-0.13	-0.05
S5	2.59	233	121	0.35	0.28	0.29	-0.13	-0.05
S6	3.85	233	121	0.35	0.28	0.29	-0.12	-0.06
S7	5.12	233	121	0.35	0.28	0.28	-0.12	-0.06
S8	7.64	233	121	0.35	0.28	0.28	-0.12	-0.06
S9	10.16	233	121	0.35	0.28	0.28	-0.11	-0.07
S10(Mezz)	12.69	233	121	0.35	0.28	0.28	-0.11	-0.07

11.1.4. RIASSUNTO CADUTE DI TENSIONI ACCIAIO PRECOMPRESSIONE

Si riportano di seguito le variazioni di tensione della precompressione a seguito delle cadute di tensioni nelle tre fasi.

Sez.	x _{asse pila} [m]	σ_{pi0} [MPa]	$\Delta \sigma_{pi}$ [MPa]	σ_{pi} [MPa]	$\Delta \sigma_{pii}$ [MPa]	σ_{pii} [MPa]	$\Delta \sigma_{piii}$ [MPa]	σ_{piii} [MPa]
S1	-0.50	0.0	-51.4	-51.4	-10.7	-62.1	-96.3	-158.3
S2	0.00	684.3	-65.2	619.1	-12.8	606.3	-121.4	484.9
S3	0.65	1450.0	-84.8	1365.2	-15.7	1349.5	-135.6	1213.9
S4	1.30	1450.0	-88.4	1361.6	-16.0	1345.5	-131.3	1214.3
S5	2.59	1450.0	-85.8	1364.2	-15.2	1349.0	-154.1	1194.9
S6	3.85	1450.0	-108.7	1341.3	-18.2	1323.1	-165.8	1157.3
S7	5.12	1450.0	-123.7	1326.3	-20.3	1306.0	-158.3	1147.7
S8	7.64	1450.0	-120.3	1329.7	-19.2	1310.5	-166.3	1144.2
S9	10.16	1450.0	-131.7	1318.3	-20.7	1297.6	-158.9	1138.6
S10(Mezz)	12.69	1450.0	-130.8	1319.2	-20.4	1298.7	-156.7	1142.1

11.1.5. VERIFICA DELLA TENSIONE DELLA PRECOMPRESSIONE IN ESERCIZIO

Si riportano di seguito le verifiche dei valori delle tensioni in esercizio della precompressione:

Sez.	$x_{asse\ pila}$ [m]	$\Delta\sigma_{p,lente}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,ist.}$ [MPa]	$\Sigma\Delta\sigma_p$ [MPa]	$\sigma_{p,fin}$ [MPa]
S1	-0.50	-158.3	0.0	-158.3	-158.3
S2	0.00	-199.4	-15.9	-215.3	469.0
S3	0.65	-236.1	-39.1	-275.2	1174.8
S4	1.30	-235.7	-44.1	-279.8	1170.2
S5	2.59	-255.1	-41.0	-296.1	1153.9
S6	3.85	-292.7	-72.7	-365.4	1084.6
S7	5.12	-302.3	-95.0	-397.3	1052.7
S8	7.64	-305.8	-90.8	-396.6	1053.4
S9	10.16	-311.4	-108.6	-420.0	1030.0
S10(Mezz)	12.69	-307.9	-107.4	-415.4	1034.6

Per tutte le sezioni, la tensione finale della precompressione risulta inferiore alla tensione massima in esercizio essendo:

- $\sigma_{p,fin} < \sigma_{p,\infty} = 0.8 \times f_{p(1)k} = 0.8 \times 1670 = 1336 \text{ MPa}$

La verifica è soddisfatta

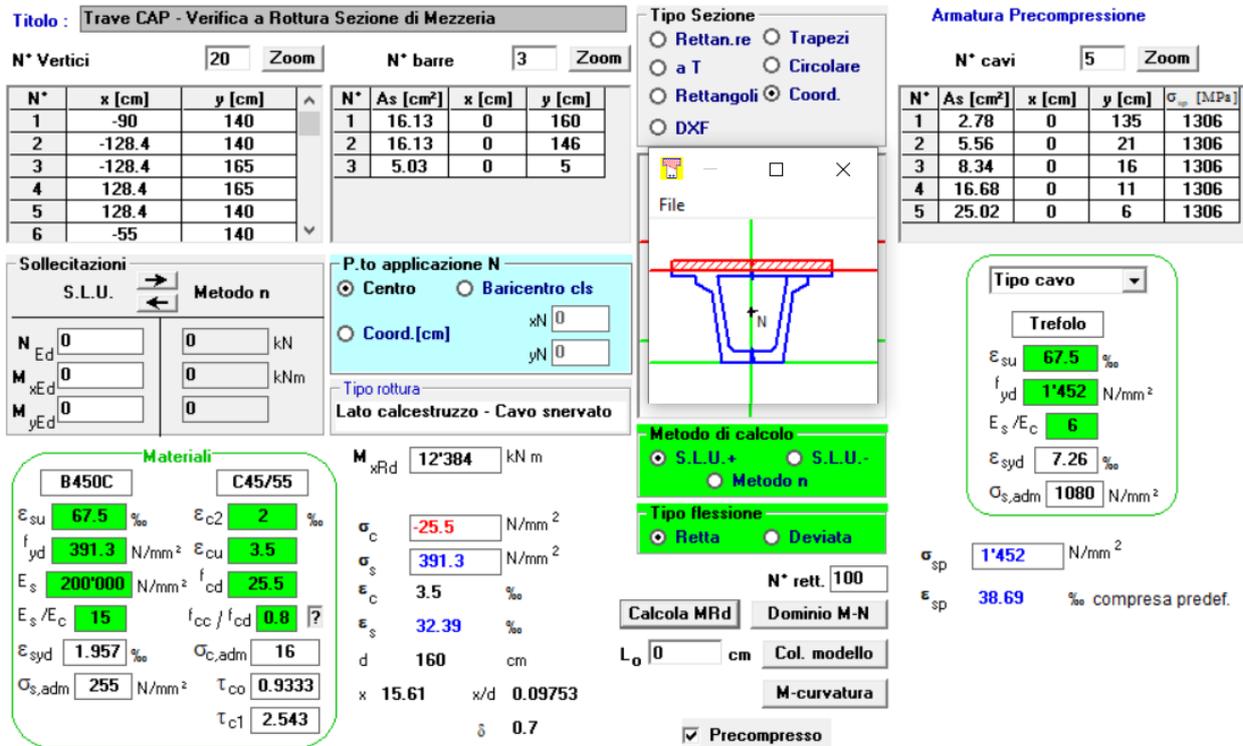
11.2. VERIFICHE AGLI SLU

Si riportano i valori caratteristici delle sollecitazioni di verifica e di seguito i loro valori combinati allo SLU:

Verifica sezioni a momento positivo - Valori caratteristici di sollecitazione									
$x_{test.trave}$ [m]	Sez.	$x_{asse\ pila}$ [m]	M_{G0} [kNm]	M_{G1} [kNm]	M_{G2} [kNm]	$M_{Q,tan}$ [kNm]	$M_{Q,distr}$ [kNm]	N_{rd} [kN]	M_{rd} [kNm]
0.00	S1	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	2.9	0.1	232.5	120.9
1.15	S3	0.65	132.7	10.4	2.4	194.1	29.6	232.5	120.9
1.80	S4	1.30	258.7	159.0	107.9	512.6	147.2	232.5	120.9
3.09	S5	2.59	491.0	421.6	295.3	1099.7	431.8	232.5	120.9
4.35	S6	3.85	691.6	654.6	461.4	1587.0	709.8	232.5	120.9
5.62	S7	5.12	866.9	843.0	597.5	1964.1	931.4	232.5	120.9
8.14	S8	7.64	1141.9	1141.2	813.3	2496.0	1286.2	232.5	120.9
10.66	S9	10.16	1315.9	1320.9	944.8	2775.8	1503.7	232.5	120.9
13.19	S10(Mezz)	12.69	1388.8	1384.0	992.6	2860.5	1587.7	232.5	120.9

Verifica sezioni a momento positivo - Valori sollecitazione allo SLU													
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	M _{G0} [kNm]	M _{G1} [kNm]	M _{G2} [kNm]	M _{Q,tan} [kNm]	M _{Q,distr} [kNm]	N _{rd} [kN]	M _{rd} [kNm]	M _{ΔT} [kNm]	M _{cedP} [kNm]	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]
0.00	S1	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	4.0	0.2	279.0	145.1	0.0	0.0	279.0	149.3
1.15	S3	0.65	179.1	14.0	3.3	262.1	40.0	279.0	145.1	0.0	0.0	279.0	643.6
1.80	S4	1.30	349.3	214.6	145.6	692.1	198.7	279.0	145.1	0.0	0.0	279.0	1745.4
3.09	S5	2.59	662.9	569.1	398.7	1484.6	582.9	279.0	145.1	0.0	0.0	279.0	3843.2
4.35	S6	3.85	933.7	883.8	622.8	2142.5	958.2	279.0	145.1	0.0	0.0	279.0	5686.0
5.62	S7	5.12	1170.4	1138.1	806.7	2651.6	1257.4	279.0	145.1	0.0	0.0	279.0	7169.1
8.14	S8	7.64	1541.6	1540.6	1097.9	3369.6	1736.4	279.0	145.1	0.0	0.0	279.0	9431.2
10.66	S9	10.16	1776.4	1783.3	1275.5	3747.3	2030.0	279.0	145.1	0.0	0.0	279.0	10757.6
13.19	S10(Mezz)	12.69	1874.9	1868.4	1340.0	3861.6	2143.3	279.0	145.1	0.0	0.0	279.0	11233.4

Si riportano di seguito le verifiche strutturali per la sezione di mezzeria. Si considera la presenza di armatura di soletta (sup - inf) $\phi 12/20$ cm.



Titolo: Trave CAP - Verifica a Rottura Sezione di Mezzeria

N° Vertici: 20 **N° barre:** 3

N°	x [cm]	y [cm]
1	-90	140
2	-128.4	140
3	-128.4	165
4	128.4	165
5	128.4	140
6	-55	140

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
 C45/55: ϵ_{c2} 2%, ϵ_{cu} 3.5, f_{cd} 25.5, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 16, τ_{co} 0.9333, τ_{c1} 2.543

Verifica a rottura:
 Metodo di calcolo: S.L.U.+
 Tipo flessione: Retta
 N° rett. 100
 Calcola MRd, Dominio M-N, Col. modello, M-curvatura
 Precompresso

Armatura Precompressione:
 N° cavi 5

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	2.78	0	135	1306
2	5.56	0	21	1306
3	8.34	0	16	1306
4	16.68	0	11	1306
5	25.02	0	6	1306

 Tipo cavo: Trefolo
 ϵ_{su} 67.5%, f_{yd} 1'452 N/mm², E_s/E_c 6, ϵ_{syd} 7.26%, $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²
 σ_{sp} 1'452 N/mm², ϵ_{sp} 38.69% compresa pref.

Figura 11.23: Verifica a rottura sezioni di mezzeria

$$M_{Rd} = 12384 \text{ kNm} > 11233 \text{ kNm} = M_{Sd} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta.}$$

Verifiche allo slu per sollecitazioni taglianti

Parametri adottati per le verifiche a taglio e torsione									
$ctg\alpha =$	0.00	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto asse trave							
$f_{cd} =$	25.87	resistenza di calcolo a compressione del cls							
$\nu =$	0.50	coefficiente riduttivo per cls fessurato a taglio							
$f'_{cd} =$	12.93	resistenza di calcolo corretta del cls							
$f_{ywd} =$	391.3	resistenza di calcolo delle armature a taglio							
$n_w =$	2.00	numero delle anime della sezione							
$u_m =$	5.24	perimetro medio del nucleo resistente							

Caratteristiche travi e armature a taglio - Singola nervatura trave

Sez.	$x_{asse\ app.}$ [m]	$ctg\theta$	σ_{cp} [MPa]	α_c	b_w [cm]	bracci [-]	ϕ [mm]	p [cm]	A_{sw}/s [cm ² /m]
S1	-0.50	1.00	0.00	1.00	14	2	16	10.0	40.21
S2	0.00	1.00	1.42	1.05	14	2	16	10.0	40.21
S3	0.65	1.00	4.04	1.16	14	2	16	10.0	40.21
S4	1.30	1.00	4.52	1.17	14	2	16	10.0	40.21
S5	2.59	1.00	4.46	1.17	14	2	16	10.0	40.21
S6	3.85	1.00	6.46	1.25	14	2	16	10.0	40.21
S7	5.12	1.00	8.00	1.25	14	2	16	20.0	20.11
S8	7.64	1.00	8.01	1.25	14	2	16	20.0	20.11
S9	10.16	1.00	9.09	1.25	14	2	14	20.0	15.39
S10(Mezz)	12.69	1.00	9.13	1.25	14	2	14	20.0	15.39

Verifica sezioni - Valori caratteristici di sollecitazione

Sez.	$x_{asse\ app.}$ [m]	V_{G0} [kN]	V_{G1} [kN]	V_{G2} [kN]	$V_{Q,tan}$ [kN]	$V_{Q,distr}$ [kN]
S1	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
S2	0.00	210.0	251.0	177.6	619.7	281.7
S3	0.65	199.7	236.7	167.7	595.2	278.9
S4	1.30	189.5	222.3	157.8	566.6	260.9
S5	2.59	168.9	198.7	141.2	525.5	239.8
S6	3.85	148.9	170.7	121.9	481.4	209.2
S7	5.12	128.9	150.3	107.1	452.4	193.0
S8	7.64	88.9	103.4	73.7	394.1	155.9
S9	10.16	48.9	56.8	40.2	346.3	121.5
S10(Mezz)	12.69	8.9	9.4	6.0	304.5	89.5

Verifica sezioni - Valori sollecitazioni allo SLU							
Sez.	x _{asse app.} [m]	V _{G0} [kN]	V _{G1} [kN]	V _{G2} [kN]	V _{Q,tan} [kN]	V _{Q,distr} [kN]	V _{Ed} [kN]
S1	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
S2	0.00	283.5	338.9	239.8	836.6	380.3	2079.2
S3	0.65	269.7	319.5	226.4	803.6	376.5	1995.7
S4	1.30	255.8	300.1	213.1	764.9	352.2	1886.1
S5	2.59	228.1	268.2	190.6	709.5	323.7	1720.1
S6	3.85	201.1	230.4	164.6	649.8	282.4	1528.2
S7	5.12	174.1	203.0	144.6	610.7	260.5	1392.9
S8	7.64	120.0	139.6	99.5	532.0	210.4	1101.5
S9	10.16	66.0	76.6	54.2	467.5	164.1	828.4
S10(Mezz)	12.69	12.0	12.7	8.1	411.1	120.8	564.8

Si esegue la verifica a taglio per la sezione di appoggio:

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"	$V_{Rsd} = 0,90 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (ctg a + ctg j) * \sin a$				
	V _{Rsd} =	4405.9	kN		
Resistenza di calcolo a "taglio compressione"	$V_{Rcd} = 0,90 * d * b_w * a_c * f'_{cd} * (ctg a + ctg q) / (1 + ctg^2 j)$				
	V _{Rcd} =	2674.2	kN		
Resistenza a Taglio	V _{Rd} =	2674.2	kN	>	2079.0 = V_{Ed}
Esito Verifica	Verifica soddisfatta			V _{Rd} /V _{Ed} =	1.29

11.3. VERIFICHE AGLI SLE

Si verifica:

Combinazione rara:

$$\sigma_c < 0.6 f_{ck} = \sigma_c < 22.41 \text{ MPa (soletta);}$$

$$\sigma_c < 27.39 \text{ Mpa (trave);}$$

$$\sigma_{tc} < f_{ctm}/1.2 = \sigma_{tc} < 3.19 \text{ MPa (trave)}$$

Combinazione quasi permanente:

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = \sigma_c < 20.54 \text{ Mpa (trave)}$$

$$\sigma_t < f_{ctm}/1.2 = \sigma_t < 2.79 \text{ MPa (soletta, se maggiore verifica a fessurazione)}$$

$$\sigma_t < 0 = \text{assenza trazioni lembi trave}$$

Combinazione frequente:

$$\sigma_t < f_{ctm}/1.2 = \sigma_t < 2.79 \text{ MPa (soletta, se maggiore verifica a fessurazione)}$$

$$\sigma_t < f_{ctm}/1.2 = \sigma_t < 3.19 \text{ MPa (trave)}$$

Nelle tabelle seguenti sono riportate le tensioni finali nel calcestruzzo ai lembi superiore e inferiore della trave e al lembo superiore e inferiore della soletta, nelle combinazioni di carico rara, frequente e quasi permanente.

SLE - Verifica sezioni a momento positivo - Valori caratteristici di sollecitazione											
$x_{\text{test.trave}}$ [m]	Sez.	$x_{\text{asse.pila}}$ [m]	M_{G0} [kNm]	M_{G1} [kNm]	M_{G2} [kNm]	$N_{p,fin}$ [kN]	$M_{p,fin}$ [kNm]	N_{rd} [kN]	M_{rd} [kNm]	$M_{Q,tan}$ [kNm]	$M_{Q,distr}$ [kNm]
0.00	S1	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	912.8	-291.0	232.5	120.9	2.9	0.1
1.15	S3	0.65	132.7	10.4	2.4	2612.7	-913.7	232.5	120.9	194.1	29.6
1.80	S4	1.30	258.7	159.0	107.9	2927.8	-1077.5	232.5	120.9	512.6	147.2
3.09	S5	2.59	491.0	421.6	295.3	2887.0	-1062.5	232.5	120.9	1099.7	431.8
4.35	S6	3.85	691.6	654.6	461.4	4221.1	-1824.6	232.5	120.9	1587.0	709.8
5.62	S7	5.12	866.9	843.0	597.5	5267.6	-2328.2	232.5	120.9	1964.1	931.4
8.14	S8	7.64	1141.9	1141.2	813.3	5271.4	-2329.8	232.5	120.9	2496.0	1286.2
10.66	S9	10.16	1315.9	1320.9	944.8	6013.4	-2743.7	232.5	120.9	2775.8	1503.7
13.19	S10(Mezz)	12.69	1388.8	1384.0	992.6	6040.1	-2755.9	232.5	120.9	2860.5	1587.7

11.3.1. VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE

Verifica sezioni a momento positivo - Valori di sollecitazione in combinazione frequente											
$x_{\text{test.trave}}$ [m]	Sez.	$x_{\text{asse.app.}}$ [m]	M_{G0} [kNm]	M_{G1} [kNm]	M_{G2} [kNm]	$N_{p,fin}$ [kN]	$M_{p,fin}$ [kNm]	N_{rd} [kN]	M_{rd} [kNm]	$M_{Q,tan}$ [kNm]	$M_{Q,distr}$ [kNm]
0.00	S1	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	912.8	-291.0	232.5	120.9	2.2	0.1
1.15	S3	0.65	132.7	10.4	2.4	2612.7	-913.7	232.5	120.9	145.6	11.8
1.80	S4	1.30	258.7	159.0	107.9	2927.8	-1077.5	232.5	120.9	384.5	58.9
3.09	S5	2.59	491.0	421.6	295.3	2887.0	-1062.5	232.5	120.9	824.8	172.7
4.35	S6	3.85	691.6	654.6	461.4	4221.1	-1824.6	232.5	120.9	1190.3	283.9
5.62	S7	5.12	866.9	843.0	597.5	5267.6	-2328.2	232.5	120.9	1473.1	372.6
8.14	S8	7.64	1141.9	1141.2	813.3	5271.4	-2329.8	232.5	120.9	1872.0	514.5
10.66	S9	10.16	1315.9	1320.9	944.8	6013.4	-2743.7	232.5	120.9	2081.8	601.5
13.19	S10(Mezz)	12.69	1388.8	1384.0	992.6	6040.1	-2755.9	232.5	120.9	2145.3	635.1

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Verifica sezioni a momento positivo															
Sez.	X _{asse app.} [m]	Tensioni prima e seconda fase						Tensioni terza fase				Tensioni finali			
		σ _{ss,freq.} [MPa]	σ _{si,freq.} [MPa]	σ _{ts,freq.} [MPa]	σ _{ti,freq.} [MPa]	N ^{3f} _{freq.} [kN]	M ^{3f} _{freq.} [kNm]	σ _{ss,freq.} [MPa]	σ _{si,freq.} [MPa]	σ _{ts,freq.} [MPa]	σ _{ti,freq.} [MPa]	σ _{ss,freq.} [MPa]	σ _{si,freq.} [MPa]	σ _{ts,freq.} [MPa]	σ _{ti,freq.} [MPa]
S1	-0.50	0.04	-0.04	-0.03	-0.88	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	-0.04	-0.03	-0.88
S2	0.00	0.05	-0.06	-0.14	2.76	232.5	123.2	0.04	-0.03	0.29	-0.13	0.09	-0.08	0.15	2.63
S3	0.65	0.08	-0.06	-0.02	7.59	232.5	278.4	0.25	0.09	0.41	-0.54	0.33	0.03	0.39	7.05
S4	1.30	0.23	0.02	1.06	7.41	232.5	564.3	0.64	0.31	0.64	-1.28	0.87	0.33	1.70	6.13
S5	2.59	0.50	0.15	3.71	4.71	232.5	1118.4	1.38	0.74	1.09	-2.71	1.88	0.89	4.80	2.00
S6	3.85	0.84	0.26	3.74	8.37	232.5	1595.1	2.01	1.10	1.47	-3.87	2.85	1.36	5.21	4.49
S7	5.12	1.08	0.36	4.40	10.81	232.5	1966.5	2.49	1.39	1.77	-4.75	3.58	1.74	6.17	6.06
S8	7.64	1.39	0.52	7.44	7.91	232.5	2507.4	3.21	1.80	2.21	-6.11	4.60	2.32	9.65	1.79
S9	10.16	1.61	0.62	8.02	9.57	232.5	2804.2	3.60	2.03	2.45	-6.78	5.20	2.64	10.47	2.79
S10(Mezz)	12.69	1.67	0.66	8.74	8.97	232.5	2901.3	3.72	2.10	2.53	-7.02	5.39	2.76	11.26	1.95

Per tutte le sezioni le tensioni non eccedono i valori limite di compressione e trazione. Le verifiche sono soddisfatte. Inoltre, essendo la tensione di trazione inferiore al limite indicato, non sono necessarie verifiche a fessurazione.

11.3.2. VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

Verifica sezioni a momento positivo - Valori di sollecitazione in combinazione quasi permanente												
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse app.} [m]	M _{G0} [kNm]	M _{G1} [kNm]	M _{G2} [kNm]	N _{p,fin} [kN]	M _{p,fin} [kNm]	N _{rd} [kN]	M _{rd} [kNm]	M _{Q,tan} [kNm]	M _{Q,distr} [kNm]	
0.00	S1	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	912.8	-291.0	232.5	120.9	0.0	0.0	
1.15	S3	0.65	132.7	10.4	2.4	2612.7	-913.7	232.5	120.9	0.0	0.0	
1.80	S4	1.30	258.7	159.0	107.9	2927.8	-1077.5	232.5	120.9	0.0	0.0	
3.09	S5	2.59	491.0	421.6	295.3	2887.0	-1062.5	232.5	120.9	0.0	0.0	
4.35	S6	3.85	691.6	654.6	461.4	4221.1	-1824.6	232.5	120.9	0.0	0.0	
5.62	S7	5.12	866.9	843.0	597.5	5267.6	-2328.2	232.5	120.9	0.0	0.0	
8.14	S8	7.64	1141.9	1141.2	813.3	5271.4	-2329.8	232.5	120.9	0.0	0.0	
10.66	S9	10.16	1315.9	1320.9	944.8	6013.4	-2743.7	232.5	120.9	0.0	0.0	
13.19	S10(Mezz)	12.69	1388.8	1384.0	992.6	6040.1	-2755.9	232.5	120.9	0.0	0.0	

Verifica sezioni a momento positivo															
Sez.	X _{asse app.} [m]	Tensioni prima e seconda fase						Tensioni terza fase				Tensioni finali			
		σ _{ss,q.p.} [MPa]	σ _{si,q.p.} [MPa]	σ _{ts,q.p.} [MPa]	σ _{ti,q.p.} [MPa]	N ^{3f} _{q.p.} [kN]	M ^{3f} _{q.p.} [kNm]	σ _{ss,q.p.} [MPa]	σ _{si,q.p.} [MPa]	σ _{ts,q.p.} [MPa]	σ _{ti,q.p.} [MPa]	σ _{ss,q.p.} [MPa]	σ _{si,q.p.} [MPa]	σ _{ts,q.p.} [MPa]	σ _{ti,q.p.} [MPa]
S1	-0.50														
S2	0.00	0.05	-0.06	-0.14	2.76	232.5	120.9	0.04	-0.03	0.29	-0.13	0.09	-0.08	0.15	2.63
S3	0.65	0.08	-0.06	-0.02	7.59	232.5	120.9	0.04	-0.03	0.29	-0.13	0.12	-0.09	0.27	7.46
S4	1.30	0.23	0.02	1.06	7.41	232.5	120.9	0.04	-0.03	0.29	-0.13	0.27	-0.01	1.35	7.28
S5	2.59	0.50	0.15	3.71	4.71	232.5	120.9	0.04	-0.03	0.29	-0.13	0.54	0.12	4.00	4.59
S6	3.85	0.84	0.26	3.74	8.37	232.5	120.9	0.04	-0.03	0.29	-0.12	0.88	0.23	4.02	8.25
S7	5.12	1.08	0.36	4.40	10.81	232.5	120.9	0.04	-0.03	0.28	-0.12	1.12	0.32	4.68	10.70
S8	7.64	1.39	0.52	7.44	7.91	232.5	120.9	0.04	-0.03	0.28	-0.12	1.42	0.49	7.72	7.79
S9	10.16	1.61	0.62	8.02	9.57	232.5	120.9	0.04	-0.03	0.28	-0.11	1.64	0.59	8.30	9.46
S10(Mezz)	12.69	1.67	0.66	8.74	8.97	232.5	120.9	0.04	-0.03	0.28	-0.11	1.70	0.62	9.02	8.86

Per tutte le sezioni le tensioni non eccedono i valori limite di compressione e trazione. Le verifiche sono soddisfatte. Inoltre, essendo la tensione di trazione inferiore al limite indicato, non sono necessarie verifiche a fessurazione.

PROGETTAZIONE ATI:

11.3.3. VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA

Verifica sezioni a momento positivo - Valori di sollecitazione in combinazione rara											
$x_{\text{test.trave}}$ [m]	Sez.	$x_{\text{asse app.}}$ [m]	M_{G0} [kNm]	M_{G1} [kNm]	M_{G2} [kNm]	$N_{p,fin}$ [kN]	$M_{p,fin}$ [kNm]	N_{rd} [kN]	M_{rd} [kNm]	$M_{Q,tan}$ [kNm]	$M_{Q,distr}$ [kNm]
0.00	S1	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	912.8	-291.0	232.5	120.9	2.9	0.1
1.15	S3	0.65	132.7	10.4	2.4	2612.7	-913.7	232.5	120.9	194.1	29.6
1.80	S4	1.30	258.7	159.0	107.9	2927.8	-1077.5	232.5	120.9	512.6	147.2
3.09	S5	2.59	491.0	421.6	295.3	2887.0	-1062.5	232.5	120.9	1099.7	431.8
4.35	S6	3.85	691.6	654.6	461.4	4221.1	-1824.6	232.5	120.9	1587.0	709.8
5.62	S7	5.12	866.9	843.0	597.5	5267.6	-2328.2	232.5	120.9	1964.1	931.4
8.14	S8	7.64	1141.9	1141.2	813.3	5271.4	-2329.8	232.5	120.9	2496.0	1286.2
10.66	S9	10.16	1315.9	1320.9	944.8	6013.4	-2743.7	232.5	120.9	2775.8	1503.7
13.19	S10(Mezz)	12.69	1388.8	1384.0	992.6	6040.1	-2755.9	232.5	120.9	2860.5	1587.7

Verifica sezioni a momento positivo															
Sez.	$x_{\text{asse app.}}$ [m]	Tensioni prima e seconda fase						Tensioni terza fase				Tensioni finali			
		$\sigma_{ss,rara}$ [MPa]	$\sigma_{si,rara}$ [MPa]	$\sigma_{ts,rara}$ [MPa]	$\sigma_{ti,rara}$ [MPa]	N_{rara}^{3f} [kN]	M_{rara}^{3f} [kNm]	$\sigma_{ss,rara}$ [MPa]	$\sigma_{si,rara}$ [MPa]	$\sigma_{ts,rara}$ [MPa]	$\sigma_{ti,rara}$ [MPa]	$\sigma_{ss,rara}$ [MPa]	$\sigma_{si,rara}$ [MPa]	$\sigma_{ts,rara}$ [MPa]	$\sigma_{ti,rara}$ [MPa]
S1	-0.50	0.04	-0.04	-0.03	-0.88	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	-0.04	-0.03	-0.88
S2	0.00	0.05	-0.06	-0.14	2.76	232.5	124.0	0.05	-0.03	0.29	-0.14	0.09	-0.08	0.15	2.63
S3	0.65	0.08	-0.06	-0.02	7.59	232.5	344.6	0.34	0.14	0.47	-0.71	0.42	0.08	0.45	6.88
S4	1.30	0.23	0.02	1.06	7.41	232.5	780.8	0.93	0.48	0.82	-1.84	1.16	0.50	1.88	5.57
S5	2.59	0.50	0.15	3.71	4.71	232.5	1652.4	2.10	1.15	1.52	-4.10	2.60	1.30	5.24	0.61
S6	3.85	0.84	0.26	3.74	8.37	232.5	2417.7	3.11	1.73	2.14	-5.97	3.95	1.99	5.88	2.40
S7	5.12	1.08	0.36	4.40	10.81	232.5	3016.4	3.89	2.19	2.62	-7.39	4.98	2.55	7.02	3.42
S8	7.64	1.39	0.52	7.44	7.91	232.5	3903.1	5.07	2.87	3.34	-9.62	6.46	3.39	10.78	-1.72
S9	10.16	1.61	0.62	8.02	9.57	232.5	4400.4	5.71	3.25	3.74	-10.75	7.32	3.87	11.76	-1.17
S10(Mezz)	12.69	1.67	0.66	8.74	8.97	232.5	4569.0	5.94	3.38	3.87	-11.17	7.60	4.04	12.61	-2.19

Per tutte le sezioni le tensioni non eccedono i valori limite. Le verifiche sono soddisfatte.

12. VERIFICA DELLA SOLETTA

Si prevede l'impiego di soletta in c.a. di spessore costante di 20cm gettata su predalles prefabbricate il cui fondello in calcestruzzo ha spessore 5cm, per un totale di 25cm totali; sono previsti tralicci realizzati in acciaio B450C disposti con interasse 0.4m.

L'intera soletta è armata sia superiormente che inferiormente con $1\phi 16/20''$; è inoltre presente armatura superiore aggiuntiva $1\phi 24/20''$ in corrispondenza delle sezioni di incastro degli sbalzi.

12.1. GEOMETRIA DELLA SOLETTA

La soletta ha uno spessore di $20+5 = 25$ cm su una larghezza di impalcato variabile da 7.65 m a 9.47 m con cordoli di 0,75m. L'altezza dei cordoli è di 15cm. L'interasse superiore fra le travi e gli sbalzi esterni presentano lunghezze variabili (si veda immagine seguente).

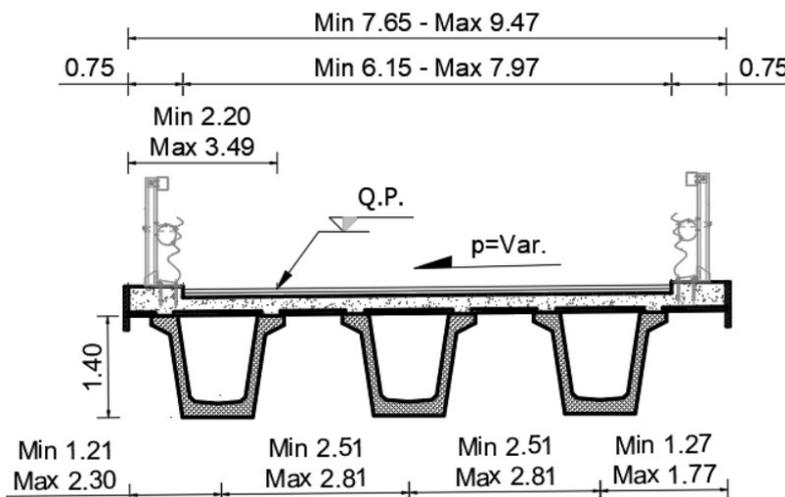


Figura 12.24 Geometria della soletta

12.2. VERIFICA DELLE LASTRE IN FASE DI GETTO

Le predalles prefabbricate sono composte da un fondello in calcestruzzo con spessore pari a 5.0 cm armati con tralicci in acciaio B450C disposti con interasse 0.4m; la larghezza di ogni singola predalla è di 2.4m. Per i dettagli costruttivi si faccia riferimento agli specifici elaborati.

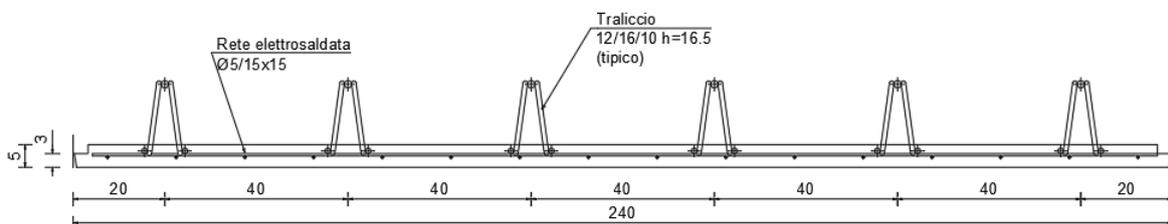


Figura 12.25 Sezione trasversale tipologica della predalla

Il corrente inferiore del traliccio è costituito da 2 barre $\phi 12$ mentre il corrente superiore è costituito da una barra $\phi 16$; le aste di parete diagonali del traliccio sono costituite da barre $\phi 10$.

PROGETTAZIONE ATI:

Di seguito si riporta un particolare del traliccio:

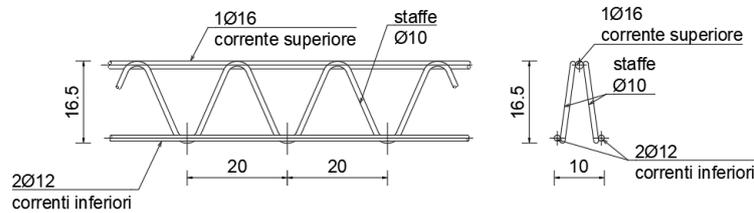


Figura 12.26 Sezione tipologica traliccio

Per la verifica delle lastre durante la fase di getto, oltre al peso del getto di calcestruzzo fresco, si considera un carico accidentale di 2.0 kN/m^2 che simula la presenza di operai e/o accumulo locale di materiale.

Di seguito sono riportati i dettagli del calcolo delle verifiche delle predalles durante la fase di getto in corrispondenza dei campi intermedi (in campata) e sugli sbalzi.

VERIFICA PREDALLES CAMPATA				
DATI				
LUCE DELLA CAMPATA	L	=	1.25	m
SPESSORE SOLETTA CLS	Ss	=	0.20	m
SPESSORE FONDELLO CLS	Sf	=	0.05	m
INTERASSE TRASVERSALE TRALICCI	i	=	0.40	m
Altezza efficace dei correnti (asse - asse)	h_{eff}	=	0.165	m
Passo diagonali (dir. LN al traliccio)	l	=	20.00	cm
Interasse trasversale dei correnti inferiori	i_{td}	=	10.00	cm
Larghezza predalle	Bpred	=	2.4	m
n° tralici per predalle	n°tral.	=	6	
Carichi accidentali di getto	q_{acc}	=	2.00	kN/mq
SOLLECITAZIONI AGENTI				
COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI G	γ_G	=	1.35	
COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI q	γ_q	=	1.35	

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

sollecitazioni agli SLU su singolo traliccio					
Carico uniformemente distribuito	q_{G+q}	=	4.46	kN	
MOMENTO FLETTENTE	M	=	0.87	kNm	
TAGLIO	V	=	2.78	kN	
SFORZO NORMALE (di traz/compr nei correnti) M/h_{eff}	N	= \pm	5.27	kN	
VERIFICHE AGLI SLU					
CORRENTE INFERIORE					
AREA DEL CORRENTE INFERIORE	A_{inf}	=	2.26	cm ²	
Tensione nella singola barra (trazione)	σ_s	=	-23.3	N/mm ²	
Resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd}$	$N_{t,Rd}$	=	96.9	kN	
$N/N_{t,Rd} < 1$	$N/N_{t,Rd}$	=	0.05		verifica soddisfatta
CORRENTE SUPERIORE					
AREA DEL CORRENTE SUPERIORE	A_{sup}	=	2.01	cm ²	
Tensione nella barra (compressione)	σ_s	=	26.2	N/mm ²	
Resistenza di calcolo a compressione $N_{c,Rd}$	$N_{c,Rd}$	=	86.17	kN	
$N/N_{c,Rd} < 1$	$N/N_{c,Rd}$	=	0.061		verifica soddisfatta
STABILITA' CORR. SUP.					
Coefficiente di vincolo β_v	β_v	=	1		
Lunghezza tra due tralici successivi	l	=	20.00	cm	
Lunghezza libera d'inflexione $l_0 = l * \beta$	l_0	=	20.00	cm	
N critico euleriano	N_{cr}	=	166.69	kN	
Snellezza adimensionale	λ_{ad}	=	0.74		
Fattore di imperfezione	α_i	=	0.49		
coefficiente ϕ	ϕ	=	0.90		
Coefficiente χ	χ	=	0.702		
Coefficiente gamma M1	γ_{M1}	=	1.10		
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA $N_{b,Rd}$	$N_{b,Rd}$	=	57.73	kN	
$N/N_{b,Rd} < 1$	$N/N_{b,Rd}$	=	0.091		verifica soddisfatta
DIAGONALI					
AREA DEI DIAGONALI	A_{dia}	=	1.57	cm ²	
ANGOLO ASTA DEL DIAGONALE SULLA VISTA TRASVERSALE	α	=	17.4	deg	0.303 rad
ANGOLO ASTA DEL DIAGONALE SULLA VISTA LONGITUDINALE	β	=	34.7	deg	0.606 rad
SFORZO NORMALE NEL SINGOLO DIAGONALE (Compressione)	N	=	1.77	kN	< 11.57
Tensione nella singola barra (compressione)	σ_s	=	22.6	N/mm ²	
Resistenza di calcolo a compressione $N_{c,Rd}$	$N_{c,Rd}$	=	33.66	kN	singolo diagonale
$N/N_{c,Rd} < 1$	$N/N_{c,Rd}$	=	0.053		verifica soddisfatta
STABILITA'					
Coefficiente di vincolo β_v	β_v	=	0.9		
Lunghezza del diagonale	l	=	19.93	cm	
Lunghezza libera d'inflexione $l_0 = l * \beta$	l_0	=	17.94	cm	
N critico euleriano	N_{cr}	=	31.62	kN	
Snellezza adimensionale	λ_{ad}	=	1.06		
Fattore di imperfezione	α_i	=	0.49		Tab 4.2.VI NTC2008
coefficiente ϕ	ϕ	=	1.27		
Coefficiente χ	χ	=	0.507		
Coefficiente gamma M1	γ_{M1}	=	1.10		
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA $N_{b,Rd}$	$N_{b,Rd}$	=	16.30	kN	
$N/N_{b,Rd} < 1$	$N/N_{b,Rd}$	=	0.109		verifica soddisfatta
Portata residua dei diagonal	N_{res}	=	14.5	kN	/singolo diagonale
	V_{res}	=	22.8	kN	/traliccio
	V_{res}	=	57.0	kN/m	/metro

Le verifiche nei campi intermedi risultano soddisfatte.

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

VERIFICA PREDALLES SBALZO				
DATI				
LUCE DELLO SBALZO	L =	1.70	m	
SPESSORE SOLETTA CLS	Ss =	0.20	m	
SPESSORE FONDELLO CLS	Sf =	0.05	m	
INTERASSE TRASVERSALE DEL SINGOLO TRALICCIO	i =	0.40	m	
Altezza efficace dei correnti (asse - asse)	h _{eff} =	0.165	m	
Lunghezza tra due trallicci successivi	l =	20.0	cm	
Interasse trasversale dei correnti inferiori	it _{ci} =	12.0	cm	
Larghezza predalle	B _{pred} =	2.4	m	
n° trallicci per predalle	n°tral. =	6		
Peso veletta all'estremità della predalle	pvel. =	1.00	kN/m	
Carichi accidentali in fase di getto	qacc =	2.00	kN/mq	
SOLLECITAZIONI AGENTI				
COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI G	γ _G =	1.35		
COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DEI CARICHI q	γ _q =	1.35		
solicitazioni agli SLU su singolo traliccio				
Carico uniformemente distribuito	Q _{sol+acc} =	4.46	kN	
Carico concentrato	Q _{rel.} =	0.54	kN	
MOMENTO FLETTENTE	M =	7.36	kNm	
TAGLIO	T =	8.11	kN	
SFORZO NORMALE (di traz/compr nei correnti) M/h _{eff}	N =	44.58	kN	
CORRENTE INFERIORE COMPRESSO				
AREA DEL CORRENTE INFERIORE	A _{inf} =	2.26	cm ²	
Coefficiente di vincolo β _v	β _v =	0.9		
Lunghezza tra due trallicci successivi	l =	20.00	cm	
Lunghezza libera d'inflessione l ₀ =l*β	l ₀ =	18	cm	i=RADQ(l/A)
RAGGIO D'INERZIA	i =	0.30	cm	
SNELLEZZA	λ =	60.00		
Resistenza di calcolo a compressione N _{c,Rd}	N _{c,Rd} =	96.94	kN	
N/N _{c,Rd} <1	N/N _{c,Rd} =	0.460		verifica soddisfatta
STABILITA'				
N critico euleriano	N _{cr} =	130.23	kN	
Snellezza adimensionale	λ _{ad} =	0.88		
Fattore di imperfezione	α _i =	0.49		Tab 4.2.VI NTC2008
coefficiente φ	φ =	1.06		
Coefficiente χ	χ =	0.610		
Coefficiente gamma M1	γ _{M1} =	1.1		
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA N _{b,Rd}	N _{b,Rd} =	56.41	kN	
N/N _{b,Rd} <1	N/N _{b,Rd} =	0.79		verifica soddisfatta
CORRENTE SUPERIORE TESO				
AREA DEL CORRENTE SUPERIORE	A _{sup} =	2.01	cm ²	
Tensione nella barra (trazione)	σ =	221.72	N/mm ²	
Resistenza di calcolo a trazione N _{t,Rd}	N _{t,Rd} =	86.17	kN	
N/N _{t,Rd} <1	N/N _{t,Rd} =	0.52		verifica soddisfatta
DIAGONALI				
AREA DEI DIAGONALI	A _{inf} =	1.57	cm ²	
ANGOLO ASTA DEL DIAGONALE SULLA VISTA TRASVERSALE	α =	20.8	deg	0.364 rad
ANGOLO ASTA DEL DIAGONALE SULLA VISTA LONGITUDINALE	β =	34.7	deg	0.606 rad
SFORZO NORMALE NEL SINGOLO DIAGONALE (Compressione)	N =	5.28	kN	
Tensione nella singola barra (compressione)	σ _S =	67.2	N/mm ²	
Resistenza di calcolo a compressione N _{c,Rd}	N _{c,Rd} =	33.66	kN	singolo diagonale
N/N _{c,Rd} <1	N/N _{c,Rd} =	0.157		verifica soddisfatta
STABILITA'				
Coefficiente di vincolo β _v	β _v =	1		
Lunghezza del diagonale	l =	20.21	cm	
Lunghezza libera d'inflessione l ₀ =l*β	l ₀ =	20.21	cm	
N critico euleriano	N _{cr} =	24.92	kN	
Snellezza adimensionale	λ _{ad} =	1.68		
Fattore di imperfezione	α _i =	0.49		Tab 4.2.VI NTC2008
coefficiente φ	φ =	2.28		
Coefficiente χ	χ =	0.262		
Coefficiente gamma M1	γ _{M1} =	1.10		
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA N _{b,Rd}	N _{b,Rd} =	16.82	kN	
N/N _{b,Rd} <1	N/N _{b,Rd} =	0.314		verifica soddisfatta
Portata residua dei diagonal	N _{res} =	11.5	kN	/singolo diagonale
	V _{res} =	17.7	kN	/traliccio
	V _{res} =	44.3	kN/m	

Le verifiche degli sbalzi risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

12.3. VERIFICA DELLA SOLETTA NELLE FASI SUCCESSIVE

La verifica della soletta è svolta determinando le massime sollecitazioni agenti in campata e in appoggio considerando due differenti schemi di calcolo. Schema di trave appoggiata alle due estremità per la determinazione del massimo momento flettente positivo in mezzeria, e schema di trave incastrata alle due estremità per la determinazione del massimo momento flettente negativo all'appoggio.

12.3.1. VERIFICA DEI CAMPI INTERNI SOLETTA

12.3.1.1. Sollecitazioni sulla soletta

La verifica della soletta è svolta determinando le massime sollecitazioni agenti in campata e in appoggio considerando due differenti schemi di calcolo.

VERIFICA SOLETTA CAMPI INTERNI				
Geometria				
Luce di calcolo	Lc =	1.35	m	
Spessore soletta	Sp _{sol} =	0.200	m	
Spessore pavimentazione	Sp _{pav} =	0.110	m	
Pesi unitari				
Peso cls soletta	q _{cls} =	25.0	kN/mc	
Peso pavimentazione	q _{pav} =	24.0	kN/mc	
Schema di carico 2 NTC 2018				
Carico impronta concentr.	q1 =	200.00	kN	
Dim. trasv. impronta	l _{tr,i} =	0.60	m	
Dim. long. impronta	l _{ln,i} =	0.35	m	
Diffusione impronta a metà soletta				
Diff. trasv. impronta	L _{tr,i} =	1.02	m	
Diff. long. impronta	L _{ln,i} =	1.45	m	
Area impronta su soletta	A _i =	1.47	mq	
Pressione impronta su soletta	Pr _{sol} =	135.69	kN/mq	

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Sollecitazioni SLU							
Schema trave appoggiata							
Sezione in mezzzeria	M ⁺	γ	M ⁺ _{Ed}				
	[kNm/m]		[kNm/m]				
Peso soletta	1.14	1.35	1.54				
Pavimentazione	0.60	1.35	0.81				
Ruota di carico	29.07	1.35	39.24				
Tot. Slu			41.59				
Schema a trave incastrata							
Sezione all'incastro	M ⁻	V	γ	M ⁻ _{Ed}	V _{Ed}		
	[kNm/m]	[kN/m]		[kNm/m]	[kN/m]		
Peso soletta	-0.76	3.38	1.35	-1.03	4.56		
Pavimentazione	-0.40	1.78	1.35	-0.54	2.41		
Ruota di carico	-26.76	69.5	1.35	-36.13	93.85		
Tot. Slu				-37.70	100.82		
Sollecitazioni SLE							
		Combin. Rara		Comb. Frequente		Comb. Q.P.	
Sezione in mezzzeria	M ⁺	γ	M ⁺ _{Ed}	γ	M ⁺ _{Ed}	γ	M ⁺ _{Ed}
	[kNm/m]		[kNm/m]		[kNm/m]		[kNm/m]
Peso soletta	1.14	1.00	1.14	1.00	1.14	1.00	1.14
Pavimentazione	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60
Ruota di carico	29.07	1.00	29.07	0.75	21.80	0.00	0.00
Tot. Sle			30.81		23.54		1.74
		Combin. Rara		Comb. Frequente		Comb. Q.P.	
Sezione all'incastro	M ⁻	γ	M ⁻ _{Ed}	γ	M ⁻ _{Ed}	γ	M ⁻ _{Ed}
	[kNm/m]		[kNm/m]		[kNm/m]		[kNm/m]
Peso soletta	-0.76	1.00	-0.76	1.00	-0.76	1.00	-0.76
Pavimentazione	-0.40	1.00	-0.40	1.00	-0.40	1.00	-0.40
Ruota di carico	-26.76	1.00	-26.76	0.75	-20.07	0.00	0.00
Tot. Sle			-27.92		-21.23		-1.16

12.3.1.2. Verifiche agli SLU

Si riporta di seguito la verifica a flessione dei campi interni di soletta.

L'armatura superiore nei campi interni è composta da 5 φ16 /ml; l'armatura inferiore da 5 φ16 /ml.

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	10.05	5
			2	10.05	19

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

Materiali: B450C C35/45

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

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

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

Figura 14.27 Momento resistente M+ soletta

Il momento flettente agente M_{sd} è minore del momento resistente M_{rd} della soletta ignorando il contributo della predella in termini altezza resistente. → 41.59kNm < 75.95 kNm → Verifica soddisfatta.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	10.05	5
			2	10.05	19

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

Materiali: B450C C35/45

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

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

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

Figura 14.28 Momento resistente M- soletta

Il momento flettente agente M_{sd} è minore del momento resistente M_{rd} → 37.7kNm < 56.0 kNm → Verifica soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

Si riporta di seguito la verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio						
Resistenza a taglio						
	$K = 1 + (200/d)^{1/2}$	$k =$	2.000	≤ 2		
	$\rho_l = A_{s1}/(b_w \cdot x \cdot d)$	$\rho_l =$	0.0066	≤ 0.02		
	Tens. media compr. sez. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$	$S_{cp} =$	0.000	MPa	$\leq 0,2 f_{cd} =$	4.23 MPa
	$v_{min} = 0,035 \times K^{1,5} \times f_{ck}^{0,5}$	$v_{min} =$	0.605	MPa		
	V_{Rd}	$V_{Rd} =$	106.2	kN		
	$V_{Rd,min} = (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,min} =$	92.0	kN		
	Resistenza a Taglio	$V_{Rd} =$	106.2	kN	>	100.8 = V_{Ed}

A vantaggio di sicurezza si è trascurato il contributo dovuto al taglio resistente residuo dei tralicci delle predalle.

Verifica soddisfatta.

12.3.1.1. Verifiche agli SLE – limitazione delle tensioni

Le verifiche sono soddisfatte se sono rispettati i seguenti limiti di tensioni nel cls e nell'acciaio, e di apertura delle fessure.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara) } = 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente } = 16.81 \text{ MPa}$$

La massima tensione di trazione nell'acciaio σ_s , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	10.05	5
			2	10.05	19

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -5.641 N/mm²
 σ_s 182.9 N/mm²
 ϵ_s 0.9144 %
 d 19 cm
 x 6.01 x/d 0.3163
 δ 0.8354

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Verifica a flessione M+ combinazione rara

La verifica risulta soddisfatta

OPERE D'ARTE MAGGIORI- PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A -
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	19

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} -1.16 kNm
M_{yEd}

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

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

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

Verifica
N° iterazioni:
 Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	E _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	19.83 ‰
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	13.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.8
		τ _{c1}	2.257

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

La verifica risulta soddisfatta

12.3.1.2. Verifiche agli SLE – fessurazione

Condizioni ambientali:

- XC4+XS1 - con cls C35/45 per la soletta → condizioni aggressive

Tipo Armatura: Poco sensibile

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

La soletta prevede quindi un limite di ampiezza delle fessure:

- QP: $W_1 = 0.2\text{mm}$
- FREQ: $W_2 = 0.3\text{mm}$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura; a tal scopo si veda C4.1.2.2.4.6., Tab C4.1.II e Tab C4.1.III.

Si effettua la verifica a fessurazione per la combinazione frequente (M-) che fornisce la massima trazione nelle barre di armatura:

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	
Larghezza della sezione	
Altezza utile della sezione	
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	
Ricoprimento dell'armatura	
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 37.35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3.4 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 34625 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 154.7 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 45.57 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6.06 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 1005 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 125000 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ 51477 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ 100000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ 51477 [mm ²]

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.01953 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.4 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cis	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000442 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0.000371 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000442 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 16.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 240 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-] k_2 0.500 [-] k_3 3.400 [-] k_4 0.425 [-]

Distanza massima tra le fessure	
$s_{r,max.1}$	275 [mm]
$s_{r,max.2}$	201 [mm]
$s_{r,max}$	275 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.12 [mm]

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

La verifica risulta soddisfatta.

Date i bassi valori tensionali ottenuti nella combinazione quasi permanente le verifiche a fessurazione per tale combinazione sono ampiamente soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

12.3.2. VERIFICA DELLO SBALZO

12.3.2.1. Sollecitazioni sulla soletta

La verifica dello sbalzo è svolta determinando le sollecitazioni agenti sullo sbalzo per effetto dei carichi G, carichi accidentati da traffico Q e dei carichi dovuto all'urto veicolo in svio.

Geometria							Sollec. Caratt. su Sez. di Verifica		
Elemento	γ	Lungh.tv	H _{med.}	P _{uni}	X _G dal bordo	d _{sez,ver}	V	M	N
	[kN/mc]	[m]	[m]	[kN/m]	[m]	[m]	[KN]	[KN m]	[KN]
Soletta all'estremità				0	0.200				
Soletta incastro sbalzo				1.700	0.200				
Carichi Permanenti							Sollec. Caratt. su Sez. di Verifica		
Soletta	25.0	1.700	0.200	8.50	0.850	0.850	0.00	0.00	0
Cordolo	25.0	0.750	0.20	3.75	0.375	1.325	3.75	-4.97	0
Paviment.	24.0	0.950	0.15	3.42	1.225	0.475	3.42	-1.62	0
Barriera	-	-	-	1.50	0.350	1.350	1.50	-2.03	0
Parapetto	-	-	-	0.00	0.100	1.600	0.00	0.00	0
Veletta	-	-	-	1.00	-0.025	1.725	1.00	-1.73	0
Collettore	-	-	-	0.50	0.350	1.350	0.50	-0.68	0

Schema di carico 1 NTC 2018

Carico singola impronta	q =	150.00	kN
Dim. trasv. impronta	l _{tr,i} =	0.40	m
Dim. long. Impronta	l _{ln,i} =	0.40	m

Diffusione verticale impronta a metà soletta (45°)

Diff. trasv. impronta	l _{tr,i} =	0.900	m
Diff. long. impronta Sez. corrente	l _{ln,i,corr.} =	2.100	m

Schema di carico 2 NTC 2018

Carico singola impronta	q =	200.00	kN
Dim. trasv. impronta	l _{tr,i} =	0.60	m
Dim. long. Impronta	l _{ln,i} =	0.35	m

Diffusione verticale impronta a metà soletta (45°)

Diff trasv impronta	l _{tr,i} =	1.100	m
Diff. long Impronta Sez. corrente	l _{ln,i,corr.} =	0.850	m

PROGETTAZIONE ATI:

Carichi Accidentali - Sezione Corrente							Sollec. Caratt. su Sez. di Verifica		
		Ang. diff.	dist. Inc.	diff.TV	Rapp.	Forza	V	M	N
		[°]	[m]	[m]	[-]	[KN]	[KN]	[KN m]	[KN]
Q ₁	Sch1_Impr.Ext.	45.00	0.750	3.600	1.00	300.00	83.33	-62.50	0
Q ₁	Sch1_Impr.Int.	45.00	-1.250	1.300	0.00	300.00	0.00	0.00	0
q ₁	Sch1_Distr.						8.55	-4.06	0
Q ₁	Sch2_Impr.Ext.	45.00	0.650	2.150	1.00	200.0	93.02	-60.47	0
Q ₁	Sch2_Impr.Int.	45.00	-1.350	0.050	0.00	200.0	0.00	0.00	0
A _d	Urto	45.00	1.350	6.450		300.0	0	-58.14	-46.51

		V [KN]	M [KNm]	N [KN]
COMB. SLU	Sch1	137.8	-104.7	0.0
	Sch2	139.3	-96.5	0.0
	Ad	104.1	-130.2	-46.5

		M [KNm]	N [KN]
COMB. SLE	Rara-Sch1	-77.6	0.0
	Freq.-Sch1	-59.5	0.0
	Rara-Sch2	-71.5	0.0
	Freq.-Sch2	-56.4	0.0
	Q.P.	-11.0	0.0

12.3.2.2. Verifiche agli SLU

Si riporta di seguito la verifica a tenso-flessione dello sbalzo.

L'armatura superiore in corrispondenza dello sbalzo è composta da 5 ϕ 16 /ml + 5 ϕ 24 /ml;
l'armatura inferiore da 5 ϕ 16 /ml.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	32.67	5
2	10.05	19

Tipo Sezione
 Rettang.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -104.12 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -156.2 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 8.016 ‰
 d 15 cm
 x 4.559 x/d 0.3039
 δ 0.8199

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 14.29 Momento resistente (M-) sbalzo soletta

Il momento flettente agente M_{sd} è minore del momento resistente M_{rd} → 130.2kNm < 156.2 kNm → Verifica soddisfatta.

Si riporta di seguito la verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio						
Resistenza a taglio						
	$K = 1 + (200/d)^{1/2}$	k =	2.000	≤ 2		
	$\rho_l = A_{sl}/(b_w \times d)$	$\rho_l =$	0.0200	≤ 0.02		
	Tens. media compr. sez. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$	$S_{cp} =$	0.000	MPa	≤ 0,2 f _{cd} =	4.23 MPa
	$v_{min} = 0,035 \times K^{1,5} \times f_{ck}^{0,5}$	$v_{min} =$	0.605	MPa		
	V _{Rd}	V _{Rd} =	153.6	kN		
	$V_{Rd,min} = (v_{min} + 0,15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$	V _{Rd,min} =	92.0	kN		
	Resistenza a Taglio	V _{Rd} =	153.6	kN	>	139.3 = V _{Ed}
Esito Verifica	$V_{Rd} \geq V_{Ed}$		Verifica soddisfatta		$V_{Rd}/V_{Ed} =$	1.10

A vantaggio di sicurezza si è trascurato il contributo dovuto al taglio resistente residuo dei tralicci delle predelle.

Verifica soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

12.3.2.3. Verifiche agli SLE – limitazione delle tensioni

Le verifiche sono soddisfatte se sono rispettati i seguenti limiti di tensioni nel cls e nell'acciaio, e di apertura delle fessure.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara) } = 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente } = 16.81 \text{ MPa}$$

La massima tensione di trazione nell'acciaio σ_s , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	32.67	5
			2	10.05	19

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -11.99 N/mm²
 σ_s 184 N/mm²
 ϵ_s 0.9199 ‰
 d 15 cm
 x 7.416 x/d 0.4944
 δ 1

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

Verifica a flessione combinazione rara

La verifica risulta soddisfatta

12.3.2.4. Verifiche agli SLE – fessurazione

Condizioni ambientali:

- XC4+XS1 - con cls C35/45 per la soletta → condizioni aggressive

Tipo Armatura: Poco sensibile

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

La soletta prevede quindi un limite di ampiezza delle fessure:

- QP: $W_1 = 0.2\text{mm}$
- FREQ: $W_2 = 0.3\text{mm}$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura; a tal scopo si veda C4.1.2.2.4.6., Tab C4.1.II e Tab C4.1.III.

Date i bassi valori tensionali ottenuti nelle combinazioni frequente e quasi permanente le verifiche a fessurazione sono ampiamente soddisfatta.

12.3.3. VERIFICA CORDOLO PER L'URTO DEL VEICOLO IN SVIO

Il cordolo ha una larghezza di 75cm e su di esso viene fissata la barriera guard rail. Il cordolo è armato con staffe $\phi 16/20$ cm a 4 bracci.

L'urto è modellato come una forza di intensità $F=100$ kN applicata alla barriera ad un'altezza (dall'estradosso soletta) $h=1.00+0.15$ m = 1.15m.

Per effetto della forza F , in corrispondenza della sezione di interfaccia cordolo - soletta, si avranno le seguenti sollecitazioni taglianti e flettenti:

- $F = 100$ kN
- $M = F \cdot h = 115$ kNm

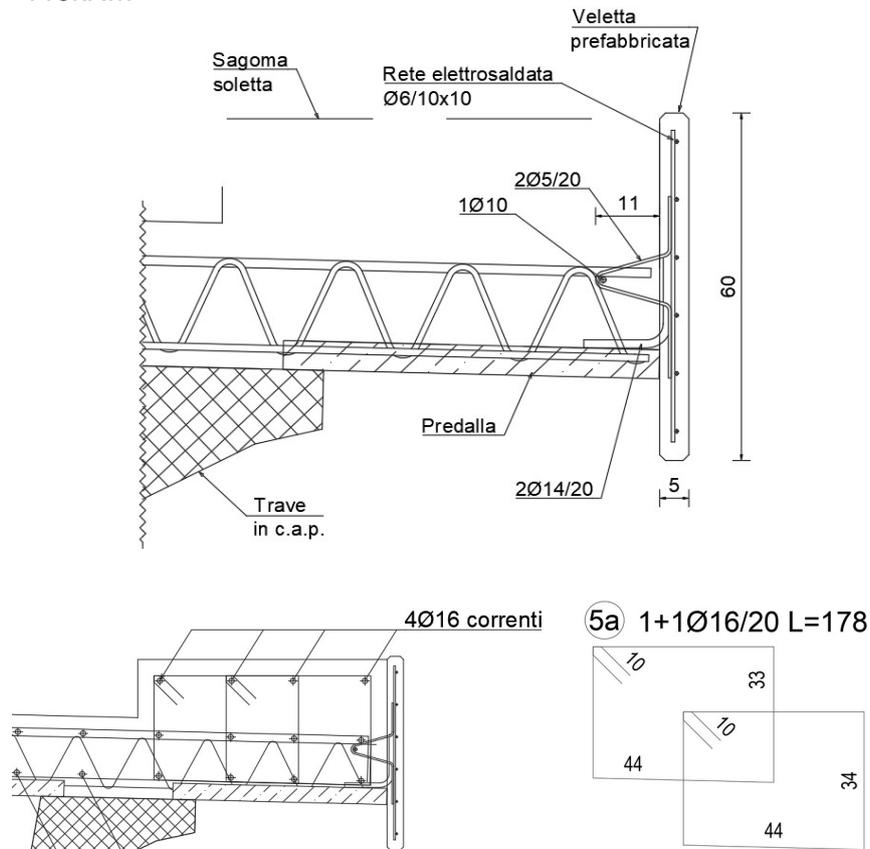


Figura 12.30 Armatura cordolo

Il cordolo sarà sollecitato a strappo da una forza di taglio ed a momento flettente dato dall'eccentricità (braccio) della stessa. Si verifica quindi la sezione orizzontale d'interfaccia cordolo-soletta data dalla ripresa del getto, considerando l'azione di taglio assorbita dai soli bracci interni, mentre a momento cautelativamente si considerano i soli due esterni come resistenti.

Cautelativamente si fa riferimento ad una porzione di cordolo di 80cm (diffusione a 45° nel piano verticale) in cui vi saranno 4 bracci di staffe. Considerando inoltre 5cm di copriferro per lato, si avrà un braccio massimo di 65cm:

$$T \cdot b = A_r \cdot \sigma_r \cdot b = (4 \cdot 2.01) \cdot 39.13 \cdot 0.65 = 204.6 \text{ kNm} > F \cdot h = 115 \text{ kNm} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Si effettua quindi la verifica a taglio (all'interfaccia getto soletta – getto cordolo) considerando i (restanti) bracci delle staffe che risultano non impegnati dalla flessione.

Sempre con riferimento ad una porzione di cordolo considerata si ha:

$$V_{Rsd} > (A_f \cdot f_{yd}) / \sqrt{3} = 2 \cdot 4 \cdot 201 \cdot 391.3 / 1.73 = 363.4 \text{ kN} > F = 100 \text{ kN} \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

13. APPOGGI E GIUNTI

Si riportano di seguito le tipologie adottate per gli appoggi e i giunti, il loro schema in pianta e l'indicazione delle massime sollecitazioni e/o spostamenti per il loro dimensionamento.

13.1. APPOGGI

Si prevede l'utilizzo di apparecchi d'appoggio del tipo fissi, multidirezionali e monodirezionali tali da realizzare uno schema in semplice appoggio in direzione longitudinale e garantire allo stesso tipo la possibilità di escursione termica in direzione trasversale. Lo schema di vincolo è riportato nella seguente figura.

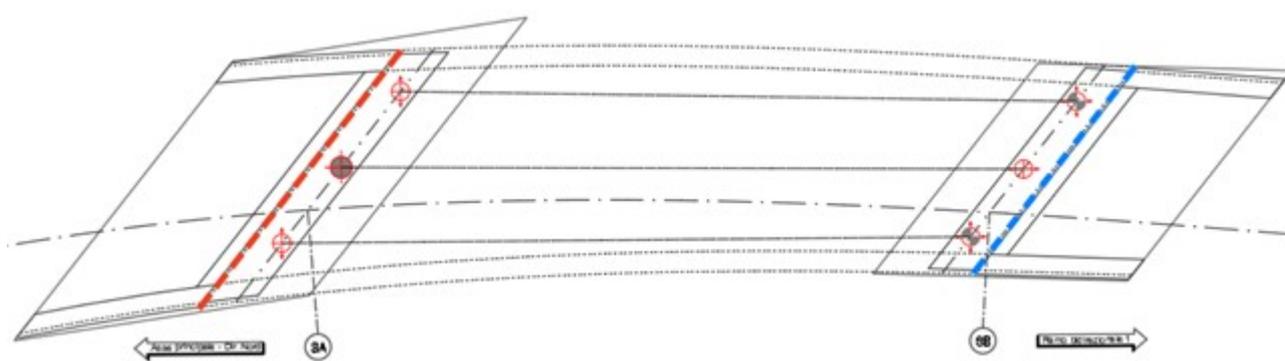


Figura 2.31: Schema di vincolo

Si rimanda agli specifici elaborati per le specifiche caratteristiche dei dispositivi.

13.1.1. AZIONI SUGLI APPOGGI

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei massimi carichi assiali sugli appoggi per effetto delle combinazioni agli SLU e simiche.

tipologia appoggio		N_{slu}	N_{sisma}	$V_{x,slu}$	$V_{y,slu}$	$V_{x,sisma}$	$V_{y,sisma}$	d_{sisma}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]
UT	Unidir. TV	3000	1300	250	0	300	0	±10
F	Fisso	3000	1300	250	500	300	350	0
UL	Unidir. LN	3000	1300	0	500	0	350	±20
M	Multidirezionale	3000	1300	0	0	0	0	±20

13.2. GIUNTI

Si riporta di seguito il calcolo per la determinazione della variazione di lunghezza massima longitudinale per i giunti di impalcato dovuti all'azione termica:

$$d_L = \alpha \times \Delta T \times L = 1 \times 10^{-5} \times 39 \times 26.4 = 10.3 \text{ mm}$$

Con:

α : coefficiente di dilatazione termica del cls;

ΔT : massima variazione di temperatura di progetto;

PROGETTAZIONE ATI:

L: distanza iniziale dei due giunti.

Agli SLU, si ha:

$$d_{L,SLU} = 1.50 \times d_L = 1.50 \times 10.3 = 15.4 \text{ mm}$$

Dato lo schema vincolare, si predispone:

- Spalla SA: giunto di sottopavimentazione
- Spalla SB: giunto in gomma armata con $S = 50\text{mm} (\pm 25\text{mm})$