

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"
LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA895**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi

Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. L. Nani

Dott. Ing. M. Abram
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Ing. M. Briganti Botta
Dott. Ing. L. Gagliardini
Dott. Geol. G. Cerquiglioni

MANDANTI:



Dott. Ing. G. Guiducci
Dott. Ing. A. Signorelli
Dott. Ing. E. Moscatelli
Dott. Ing. A. Bela

Dott. Ing. G. Lucibello
Dott. Arch. G. Guastella
Dott. Geol. M. Leonardi
Dott. Ing. G. Parente



Dott. Arch. E. A. E. Crimi
Dott. Ing. M. Panfilì
Dott. Arch. P. Ghirelli
Dott. Ing. D. Pelle

Dott. Ing. L. Ragnacci
Dott. Arch. A. Strati
Archeol. M. G. Liseno



Dott. Ing. D. Carlacchini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. C. Consorti

Dott. Ing. F. Aloe
Dott. Ing. A. Salvemini



Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. F. Macchioni

Dott. Ing. G. Verini Supplizi
Dott. Ing. V. Piunno
Geom. C. Sugaroni



Dott. Ing. P. Agnello

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



**CAVALCAVIA
CAVALCAVIA AL KM 0+000
Relazione di calcolo impalcato**

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

L O 4 0 8 Z E 2 1 0 1

NOME FILE

T01CV01STRRE02B

CODICE ELAB.

T 0 1 C V 0 1 S T R R E 0 2

REVISIONE

SCALA:

B

-

D

C

B

A

REV.

REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA

EMISSIONE

DESCRIZIONE

NOVEMBRE 2021

GIUGNO 2021

DATA

M. Toreno

M. Toreno

REDATTO

G. Guiducci

G. Guiducci

VERIFICATO

N. Granieri

N. Granieri

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
3	INTERVENTI PREVISTI.....	8
3.1	SCHEMA DI VINCOLO	8
3.2	ISOLATORI ELASTOMERICI E DISPOSITIVI DI APPOGGIO	8
4	MATERIALI.....	9
5	CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA.....	11
6	AZIONI DI CALCOLO	13
6.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA.....	13
6.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)	14
6.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)	14
6.4	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q3)	16
6.5	AZIONE CENTRIFUGA (Q4)	16
6.6	AZIONE DEL VENTO SULL'IMPALCATO (Q5)	17
6.7	AZIONE SISMICA SU IMPALCATO	20
6.7.1	Definizione dei parametri sismici	20
6.7.2	Spettri di risposta.....	22
6.8	URTI VEICOLO (Q8)	24
6.9	EFFETTI REOLOGICI (E2)	25
6.10	VARIAZIONI TERMICHE (E3)	25
7	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	26
8	ANALISI STRUTTURALE	29
8.1	SOFTWARE DI CALCOLO	29
8.2	METODOLOGIA DI ANALISI	30

8.2.1	Analisi in condizioni Non-Sismiche	30
8.2.2	Analisi Sismica	31
8.3	GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO	31
8.3.1	Vincoli interni.....	32
9	FASI COSTRUTTIVE E DI CALCOLO IMPALCATO.....	34
9.1	FASI COSTRUTTIVE.....	34
9.2	FASI DI CALCOLO.....	34
10	DATI DIMENSIONALI PER VERIFICHE ALLO SLU.....	35
10.1	ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE TRAVI	35
10.2	CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI	38
10.2.1	Trave isolata.....	38
10.2.2	Sezione ideale omogeneizzata.....	38
10.2.3	Sezione mista trave + soletta.....	39
11	CADUTE DI TENSIONE	41
11.1	CADUTE PER RITIRO NEL CALCESTRUZZO	41
11.1.1	Ritiro per essiccamento	41
11.1.2	Ritiro autogeno	42
11.2	CADUTE PER VISCOSITÀ	44
11.2.1	determinazione del coefficiente di viscosità	46
11.3	CADUTA PER EFFETTO TERMICO	47
11.4	CADUTE PER RILASSAMENTO NELL'ACCIAIO DI PRECOMPRESSIONE	47
11.5	CADUTE TOTALI	48
12	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI NELLE VARIE FASI PER TRAVE DI BORDO	50
13	VERIFICHE TRAVI IN ESERCIZIO E SLU	52
13.1	PRECOMPRESSIONE E CADUTE DI TENSIONE.....	52

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

13.1.1	Fase 1: Precompressione e peso trave – verifica all’atto del rilascio	52
13.1.2	Fase 2: Getti in opera	52
13.1.3	Fase 3: Carichi permanenti portati.	53
13.1.4	Riassunto cadute di tensioni acciaio precompressione.....	55
13.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER SFORZO NORMALE E FLESSIONE	56
13.2.1	Verifiche a pressoflessione per momento positivo	57
13.3	VERIFICHE ALLO SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI E TORCENTI	60
13.4	VERIFICA DELLO SCORRIMENTO TRAVE - SOLETTA	63
A.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	65
13.4.1	Verifiche in combinazione frequente	66
13.4.2	Verifiche in combinazione quasi permanente	67
13.4.3	Verifiche in combinazione rara	68
14	VERIFICA DELLA SOLETTA.....	70
14.1	VERIFICA DELLE PREDALLE	70
14.2	VERIFICA DELLA SOLETTA NELLE FASI SUCCESSIVE.....	73
14.2.1	Verifica campi interni soletta.....	73
14.2.2	Verifica sbalzo	77
14.2.3	Verifica cordolo per urto veicolo in svio	80
15	VERIFICA SISTEMA DI ISOLAMENTO PER AZIONI SISMICHE	81
15.1	ISOLATORI ELASTOMERICI	81
15.1.1	Azioni sugli isolatori elastomerici	81
15.1.2	Verifica dei massimi spostamenti allo slc	81
15.2	APPOGGI MULTIDIREZIONALI (COPPIA TRAVI CENTRALI)	82
15.3	GIUNTI DI DILATAZIONE.....	82
16	AZIONI DALL’IMPALCATO ALLE SPALLE	83

1 PREMESSA

La presente relazione, redatta nell'ambito del Progetto Esecutivo "Itinerario Ragusa-Catania. Collegamento viario compreso tra lo svincolo della SS 514 di "Chiaromonte" con la SS 115 e lo svincolo della "Ragusana" - Lotto 1 contiene i calcoli e le verifiche dell'impalcato del cavalcavia ubicato al km0+000 della S.S.194 "Ragusana".

L'opera presenta un impalcato con 6 travi in c.a.p., accostate, ad interasse di 1.85m e di luce variabile da 21.52 a 21.73m. La distanza tra gli appoggi è variabile da 20.52 a 20.73m. L'altezza della trave in c.a.p. è di 80cm, la soletta, sagomata a schiena d'asino presenta spessore minimo di 20 + 5 cm (5 cm predalla tralicciata).

La piattaforma stradale è composta da una carreggiata di larghezza di 10.5m da due cordoli di larghezza pari a 0.75m ognuno su cui sono posizionate le barriere di sicurezza e le reti di protezione. La pavimentazione è formata da uno strato di usura di spessore pari a 4 cm e da uno strato di collegamento (binder) di spessore pari a 7 cm. Tra quest'ultimo e la soletta è interposta l'impermeabilizzazione.

L'impalcato è isolato sismicamente con isolatori elastomerici.

L'intervento si inserisce le più ampio progetto di miglioramento sismico delle strutture del cavalcavia e consiste nella sostituzione dell'attuale impalcato in c.a. (a struttura a cassone monocellulare) e nel rinforzo delle sottostrutture. Si riporta di seguito una sezione longitudinale dell'opera esistente e dell'opera futura.

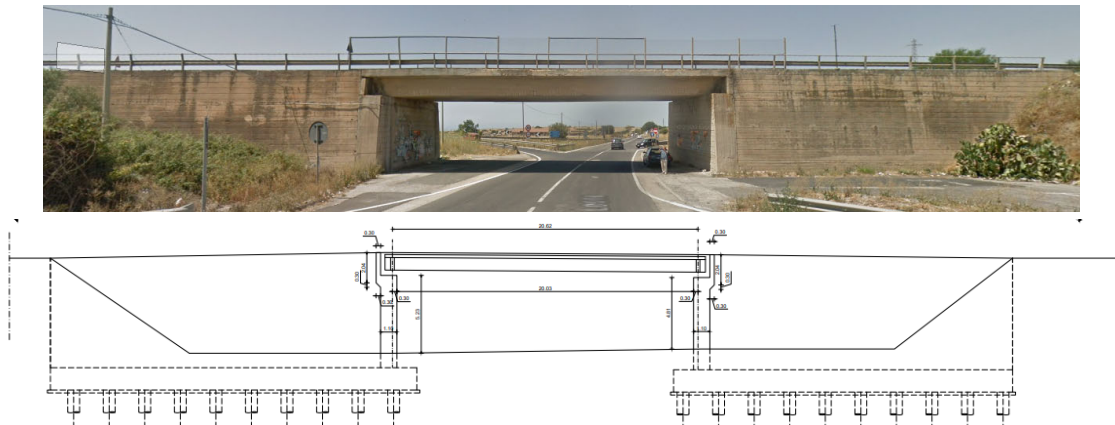


Figura 1.1: Vista laterale dell'opera (stato attuale e progetto futuro)

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

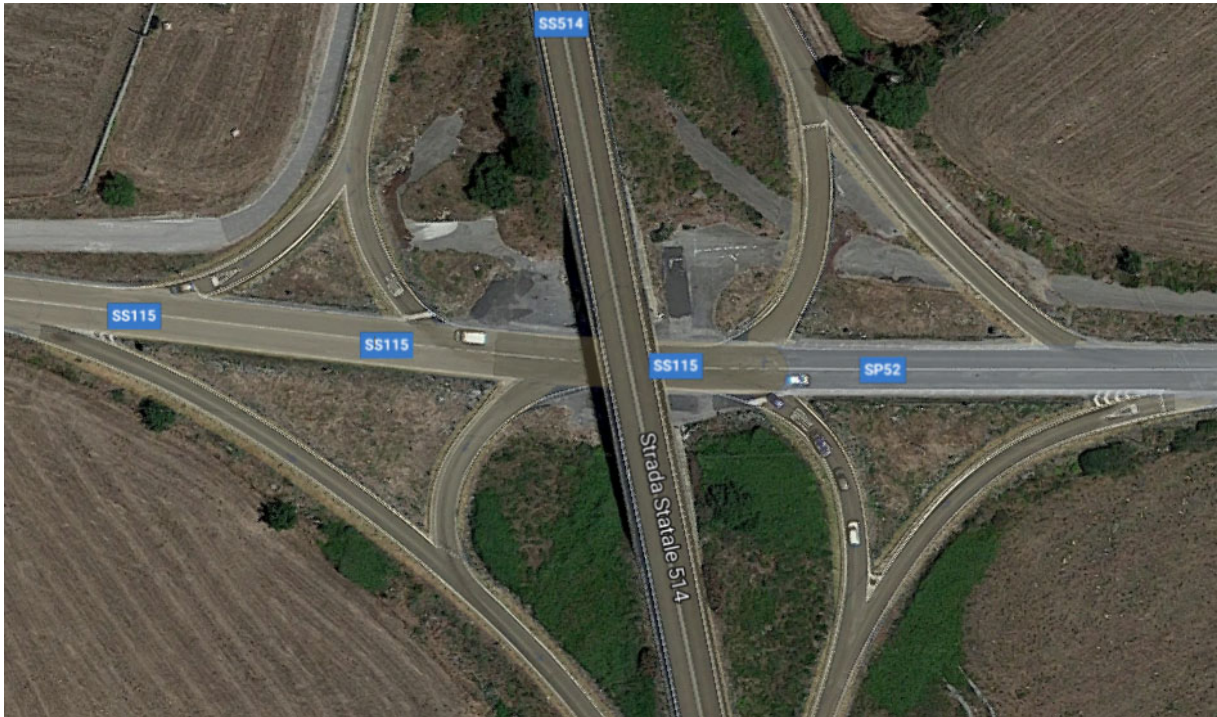


Figura 1.2 Vista laterale e planimetrica dell'opera (stato attuale)

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il principale riferimento normativo da considerare per lo studio e l'analisi di strutture esistenti è il D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" che fornisce i criteri generali che regolano il processo di conoscenza e valutazione della sicurezza.

Per la definizione del numero di prove e rilievi, anche per scopi diversi dalla verifica sismica, si possono prendere in considerazione i criteri forniti da:

- Circolare n.617 del 6 Febbraio 2008 Ministero Infrastrutture e Trasporti, Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";
- EN1998-3, Eurocodice 8, Progettazione sismica delle strutture, Parte 3, Valutazione e rinforzo degli edifici.
- Valutazione e consolidamento sismico dei ponti esistenti – Pinto P.E., Lupoi A., Franchin P. Iuss Press 2009;
- ANAS, Quaderni Tecnici – Quaderno tecnico 1 – Valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo;
- FEMA, FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings;

3 INTERVENTI PREVISTI

Si riporta sinteticamente la lista degli interventi da effettuare:

- Demolizione e sostituzione dell'impalcato esistente e del relativo sistema di appoggi, realizzando un nuovo impalcato isolato sismicamente che trasmetterà alle sottostrutture limitate azioni orizzontali in condizioni sismiche;
- Arretramento paraghiaia per consentire gli spostamenti sismici di progetto;
- Rinforzo di muri e spalle mediante realizzazione di tiranti e paretine di placcaggio.

3.1 SCHEMA DI VINCOLO

Risulta fondamentale, al fine di comprendere il comportamento strutturale dell'opera, descrivere il nuovo schema di vincolo che verrà realizzato mediante gli interventi descritti in precedenza. L'impalcato è così vincolato:

I due tronchi di impalcato vengono così vincolati: In corrispondenza delle spalle è presente un giunto di dilatazione che permette le dilatazioni termiche sia longitudinali e trasversali.

Al fine di calibrare correttamente la rigidità traslazionale del sistema isolato per garantire l'efficacia del sistema di isolamento (riduzione azione sismica alle sottostrutture) ma al tempo stesso garantire spostamenti sismici compatibili con la funzionalità dell'opera, gli appoggi su entrambe le spalle sono di due tipi.

- Appoggi multidirezionale (per la coppia di travi centrali)
- Isolatori elastomerici per le rimanenti travi (4 travi).

Per dettagli su specifiche tecniche degli appoggi si rimanda allo specifico elaborato.

3.2 ISOLATORI ELASTOMERICI E DISPOSITIVI DI APPOGGIO

Per l'isolamento sismico del cavalcavia in oggetto si prevede l'utilizzo di isolatori elastomerici. Nella definizione dei dispositivi si è fatto riferimento a dei dispositivi attualmente in commercio, tuttavia si evidenzia che potranno esser adottati dei dispositivi fabbricati da un differente produttore, ovviamente a patto che questi ultimi siano dotati di caratteristiche tecniche del tutto equivalenti (comunque "non inferiori") a quelle definite.

4 MATERIALI

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

Calcestruzzo Travi in c.a.p.

$R_{ck} \geq 55$ MPa; (C45/55)	
$f_{ck} = 0.83 \times 55 = 45.65$ MPa	resistenza cilindrica caratteristica
$f_{cd} = 0.85 \times 45.65 / 1.50 = 25.868$ MPa	resistenza di calcolo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65$ MPa	resistenza media cilindrica
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.83$ MPa	resistenza media a trazione assiale
$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.68$ MPa	resistenza a trazione
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.60$ MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.79$ MPa	resistenza a trazione di calcolo
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 36416$ MPa	modulo elastico istantaneo
$\gamma_{cls} = 25.0$ kN/mc	peso per unità di volume

Calcestruzzo soletta e trasversi

$R_{ck} \geq 40$ MPa; (C32/40)	
$f_{ck} = 0.83 \times 40 = 33.2$ MPa	resistenza cilindrica caratteristica
$f_{cd} = 0.85 \times 33.2 / 1.50 = 18.81$ MPa	resistenza di calcolo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ MPa	resistenza media cilindrica
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10$ MPa	resistenza media a trazione assiale
$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17$ MPa	resistenza a trazione
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.72$ MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45$ MPa	resistenza a trazione di calcolo
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643$ MPa	modulo elastico istantaneo
$\gamma_{cls} = 25.0$ kN/mc	peso per unità di volume

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 apparente
$A_p = 1,39$ cmq	sezione utile nominale
$A_p = 1,39$ cmq	tensione massima in esercizio
$\sigma_p = 1336$ MPa	tensione di tiro

Acciaio in barre ad aderenza migliorata

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

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

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di rottura
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$	tensione di calcolo
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo elastico
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 1.863 \text{ ‰}$	deformazione di snervamento ultima
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k = 7.5 \text{ ‰}$	deformazione uniforme caratteristica
$\epsilon_{ud} = 0.9 \times \epsilon_{uk} = 6.75 \text{ ‰}$	deformazione uniforme ultima
$\gamma_s = 78.5 \text{ kN/mc}$	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. 14/01/2008.

Le verifiche delle sezioni in c.a. sono state condotte sulla base delle prescrizioni contenute nel D.M. 14/01/2008.

Stato Limite Ultimo

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

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$$

$\alpha_{cc} = 0,85$ 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 4.1.2.1.4.2 delle NTC):

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

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

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

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391,3 \text{ MPa}$$

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

Stato Limite di esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$

Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$

Tensione massima di trazione dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$

Stati limite di fessurazione

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

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 $w_d = 1,7 w_m = 1,7 (\epsilon_{sm} \Delta_{sm}) < w_d$

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.

6 AZIONI DI CALCOLO

Per il calcolo si considerano le azioni indotte da:

- g_1 : peso proprio della struttura
- g_2 : carichi permanenti portati
- q_1 : azioni variabili da traffico
- q_3 : azione longitudinale di frenamento o di accelerazione
- q_4 : azione centrifuga
- q_5 : azione del vento
- q_6 : azioni sismiche
- q_7 : resistenze passive dei vincoli
- q_8 : urto veicoli
- $\varepsilon_2, \varepsilon_3$: effetti reologici: Ritiro, viscosità e variazioni termiche
- ε_4 : cedimenti vincolari

6.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso proprio delle travi in c.a.p è valutato automaticamente dal programma di calcolo avendone definito preliminarmente la sezione trasversale.

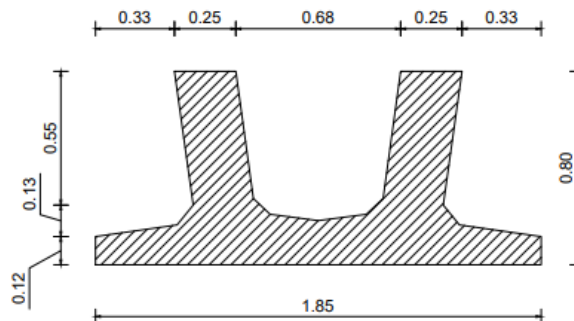


Figura 6.1 Sezione trasversale trave in c.a.p

Sezione corrente:

$A = 0.639 \text{ mq}$

Analogamente accade per i traversi di testata i quali presentano dimensioni 0.25x1.0m.

La soletta, come già anticipato, presenta una sezione trasversale a schiena d'asino, con spessore minimo di 20 + 5cm in corrispondenza dell'interfaccia soletta cordolo ed uno spessore massimo di 29.6+5cm in corrispondenza della mezzera trasversale di impalcato.

Risultano, in funzione dell'aria di competenza geometrica di ogni singola trave, i seguenti valori del carico a ml da applicare nel modello di calcolo.

Peso soletta + predalles

Peso specifico calcestruzzo: 25.0 kN/m^3

Larghezza soletta: 12.00 m

Peso soletta + predalles: var: 15.00 - 15.49 kN/m per trave

6.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Peso specifico pavimentazione: 24.0 kN/m^3

Spessore medio pavimentazione: 0.11 m

Ingombro pavimentazione: var. 10.50m

Peso Pavimentazione: Var: 4.62 kN/m per trave.

Cordoli destro e sinistro: $25 \times (0.75 \times 0.18) = 3.375 \text{ kN/m}$ (su trave di bordo)

Guard Rail + rete di protezione = 2.0 kN/m

Veletta = 0.50 kN/m

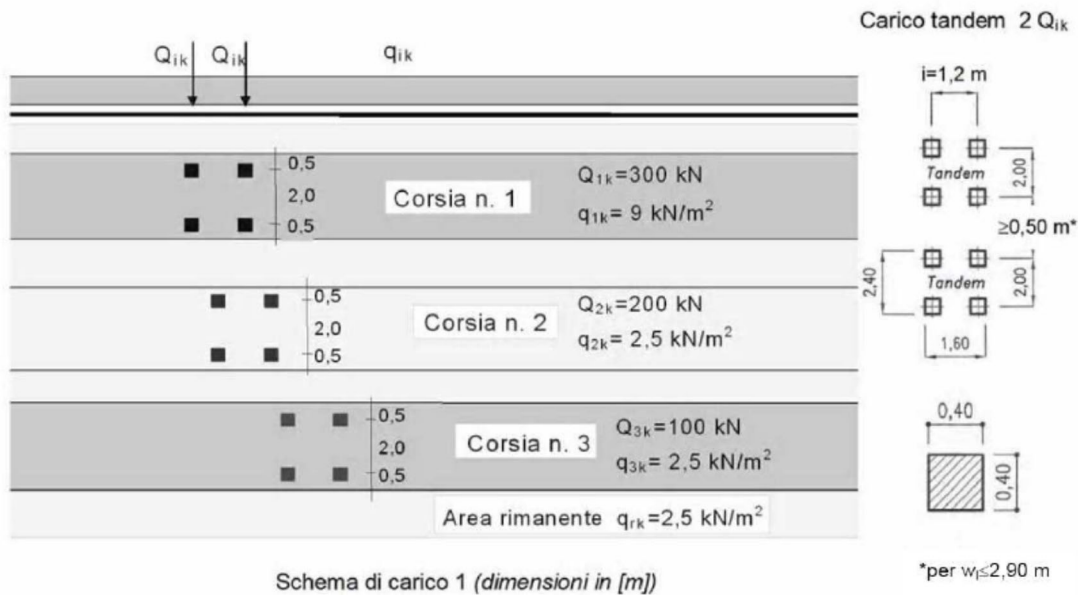
Collettore: 0.90 kN/m

6.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

I carichi mobili agenti sull'impalcato sono definiti al § 5.1.3.3 del D.M. 14/01/08 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della verifica delle nervature.

Si fa riferimento allo Schema di Carico 1 per la verifiche globali.

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO



La larghezza della carreggiata ($w = 10.5\text{m} > 6.00\text{m}$) è tale da dover considerare tre corsie da 3.00 m ciascuna in base a quanto indicato nella Tabella 5.1.I del D.M. 14/01/08.

Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

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

L'area rimanente è variabile larga $w_r = 10.5 - 9 = 1.5\text{m}$ m

Per i ponti di 1ª Categoria si considerano le seguenti intensità dei carichi:

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

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Corsia n.1:

$$q_{1distr} = q_{1k} \times w_1 = 9.00 \times 3.00 = 27.0 \text{ kN/m}$$

carico uniformemente distribuito

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

2 file di carico tandem

Corsia n.2:

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

$$q_{2distr} = q_{2k} \times w_2 = 2.50 \times 3.00 = 7.50 \text{ kN/m} \quad \text{carico uniformemente distribuito}$$
$$Q_{2tan} = 2 \times Q_{2k} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN} \quad \text{2 file di carico tandem}$$

Corsia n.3:

$$q_{3distr} = q_{3k} \times w_3 = 2.50 \times 3.00 = 7.50 \text{ kN/m} \quad \text{carico uniformemente distribuito}$$
$$Q_{3tan} = 2 \times Q_{3k} = 2 \times 100 = 200 \text{ kN} \quad \text{2 file di carico tandem}$$

Area rimanente

$$q_r = q_{rk} \times w_r = 2.50 \times l_{a,r.} = \text{min: } 3.75 \text{ kN/m} \quad \text{carico uniformemente distribuito}$$

6.4 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q3)

In base a quanto indicato al § 5.1.3.5 del D.M. 14.01.2008:

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 e per i ponti di 1ª Categoria è pari a :

$$Q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L$$

con la limitazione:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 \leq 900 \text{ kN}$$

Nel caso in esame si ha:

$$Q_3 = 418.05 \text{ kN}$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata. (19.44kN)/m

6.5 AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

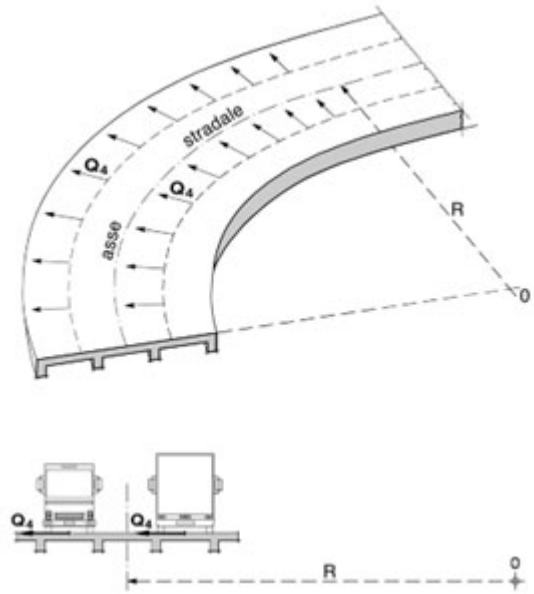
Il cavalcavia ha sviluppo rettilineo pertanto risulta $q_4 = 0 \text{ kN}$

In base a quanto indicato al § 5.1.3.6 del D.M. 14.01.2008 si ha:

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella tabella seguente

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

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
$Q_v = \sum 2 \cdot Q_{ik} =$ carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1.	



Essendo $Q_v = \sum_i 2 Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

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

Nel caso in esame, essendo l'opera in un tratto rettilineo si ha:

$$Q_4 = 0 \text{ kN}$$

6.6 AZIONE DEL VENTO SULL'IMPALCATO (Q5)

In base a quanto indicato al § 3.3 del D.M. 14.01.2008 si hanno per il viadotto in questione i seguenti valori:

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

4) Sicilia e provincia di Reggio Calabria

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
4	28	500	0.02

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	550
---	-----

$v_b = v_{b,0}$ 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])	29
---------------------------------------	----

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)



Pressione cinetica di riferimento

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

q_b [N/mq]	525.63
--------------	--------

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.

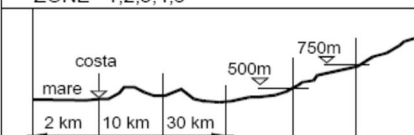
Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

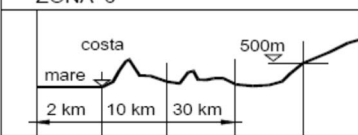
Coefficiente di esposizione

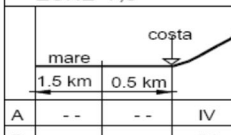
Classe di rugosità del terreno

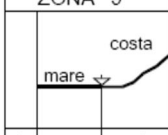
C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

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]
6	4	C	550

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

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0.2	0.1	5	1

c _e	1.82
----------------	------

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma vale: 955.04 N/mq (0.955 kN/mq)

	h _{imp} [m]	h _p [m]	h _{rif} [m]	C _e [-]	P [kN/m ²]	Orizzontale					
						h _{tot} [m]	d [m]	h _{tot} /b [-]	C _{fx} [-]	q _{wx,pc} [kN/m]	m _{wx,pc} [kNm/m]
S1	1.20	5.00	5.60	1.82	0.96	4.20	12.00	2.86	1.5	6.03	3.62
S2	1.20	5.00	5.60	1.82	0.96	4.20	12.00	2.86	1.5	6.03	3.62

Coefficienti di forma:

c_p = 1.50 per l'impalcato

pressione del vento a ponte carico sull'impalcato:

p = 6.03 kN/mq

L'azione del vento è riconducibile, in accordo a quanto prescritto dalle NTC'08, ad un carico orizzontale uniforme ed ortogonale all'asse longitudinale del ponte.

6.7 AZIONE SISMICA SU IMPALCATO

L'azione sismica di progetto/verifica è calcolata secondo le indicazioni delle NTC'08.

6.7.1 Definizione dei parametri sismici

L'azione sismica si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito; Le forme spettrali sono definite in funzione di tre parametri:

- Accelerazione orizzontale massima attesa a_g .
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Un altro parametro essenziale per la definizione delle azioni sismiche di progetto è la vita di riferimento che è definita come: $V_R = C_u * V_N$

ove:

- C_u è il coefficiente d'uso che, nel caso trattato, può essere posto pari a 2.0; in quanto appartenendo il viadotto ad un itinerario di collegamento tra capoluoghi di Provincia di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione ricade nella Classe d'uso IV.
- V_N è la vita nominale delle strutture che viene considerata pari a 50 anni;

Di conseguenza si ha: $V_R = 100$ anni

Le accelerazioni spettrali di progetto dipendono dalla probabilità, P_{Vr} , di superamento da parte della struttura di determinati Stati Limite durante la vita di riferimento.

In particolare, vengono considerati:

- Per lo stato limite ultimo, lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), per il quale a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni strutturali ai quali si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva, invece, una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. Per lo SLV la probabilità di superamento delle accelerazioni di progetto nel periodo di riferimento è $P_{Vr} = 10\%$ (Tabella 1; tratta da NTC'08).
- Per lo stato limite di esercizio, lo stato limite di danno (SLD), per il quale, a seguito del terremoto, la costruzione, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile. Per lo SLD la probabilità di superamento delle accelerazioni di progetto nel periodo di riferimento è $P_{Vr} = 63\%$ (Figura 6.2 tratta da NTC'08).

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 6.2 Probabilità di superamento del sisma di progetto

Considerando per la struttura in esame una vita di riferimento pari a 100 anni (NTC 2008, tabella 2.4.I) è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , come:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Si ottiene:

- SLV: $P_{V_R} = 0.1$ $T_{R(slv)} = 949$ anni
- SLD: $P_{V_R} = 0.63$ $T_{R(sld)} = 101$ anni

Dalla consultazione della microzonazione sismica nazionale per il sito in esame, si ottengono i seguenti parametri:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Variabilità dei parametri ▶▶▶

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ▶▶▶

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata ▶

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno s

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.054	2.515	0.267
SLD	101	0.075	2.491	0.289
SLV	949	0.283	2.361	0.454
SLC	1950	0.406	2.351	0.511

6.7.2 Spettri di risposta

A seguire si riportano i grafici degli spettri orizzontali determinati per la categoria di sottosuolo A e la categoria topografica T1, con uno smorzamento viscoso equivalente pari al 10% compatibile con la tipologia di isolatore elastomerico considerato.

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

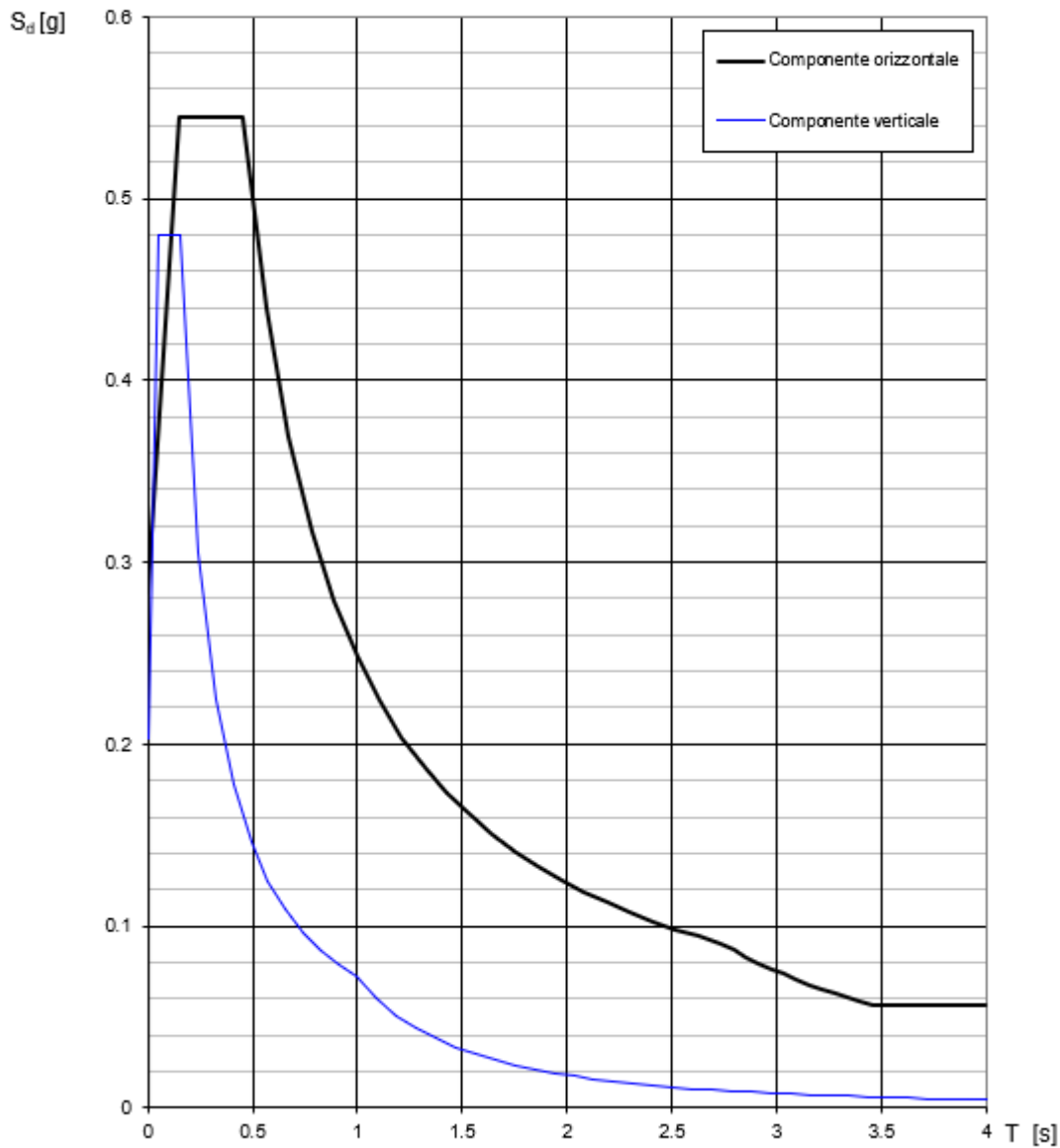


Figura 6.3 Spettro orizzontale di progetto (10%) SLV

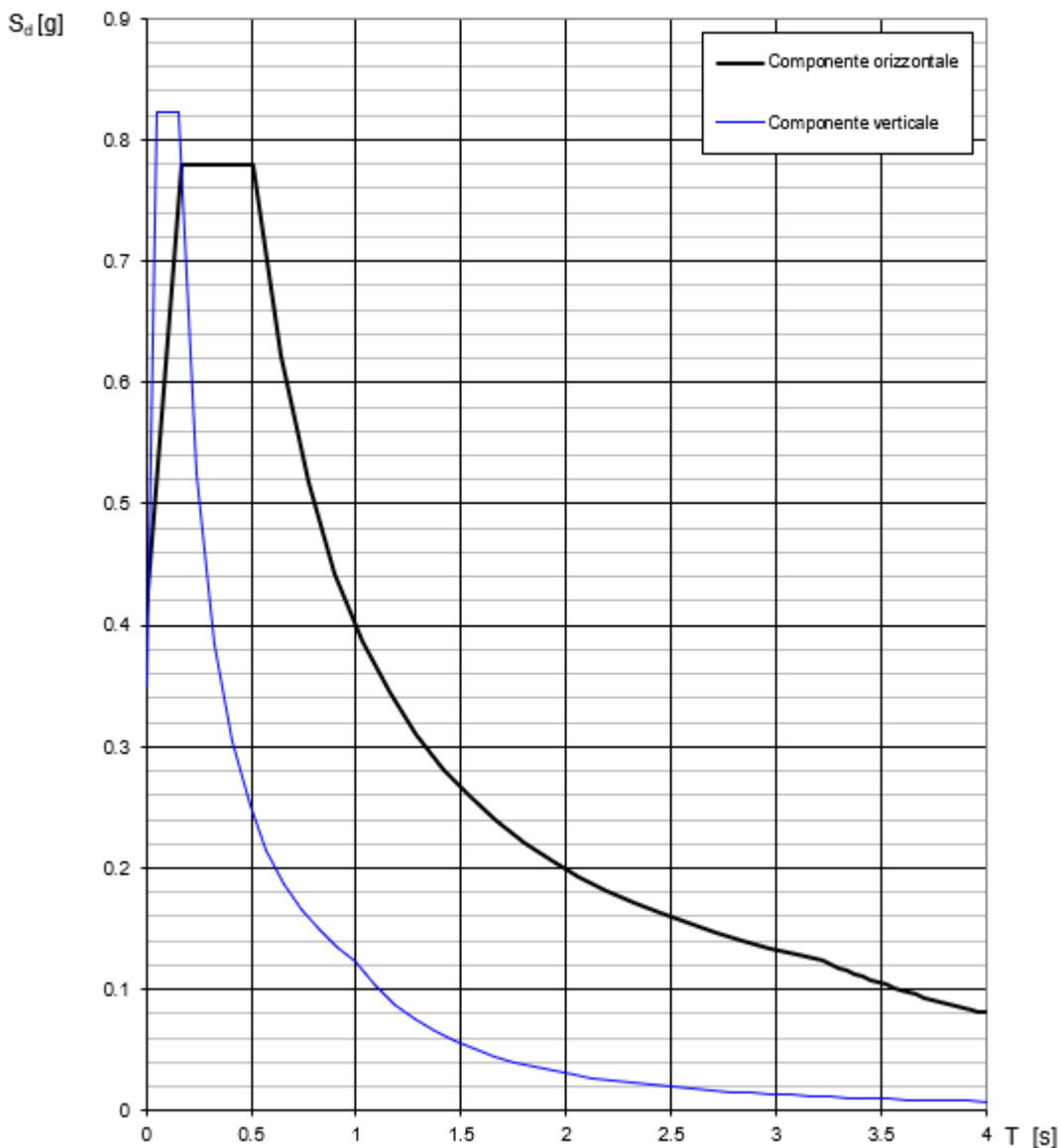


Figura 6.4 Spettro orizzontale di progetto (10%) SLC

6.8 URTI VEICOLO (Q8)

In base a quanto indicato dalle NTC2008 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. Questa forza viene applicata su una linea lunga 0,5 m.

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).

Inoltre, in base a quanto riportato nel quaderno Tecnico ANAS N.4 "Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza di cordoli e barriere bordo ponte" nel progetto strutturale si dovrà tener conto delle forze causate da collisioni sugli elementi di sicurezza attraverso il sistema di forze equivalenti rappresentato nella figura successiva.

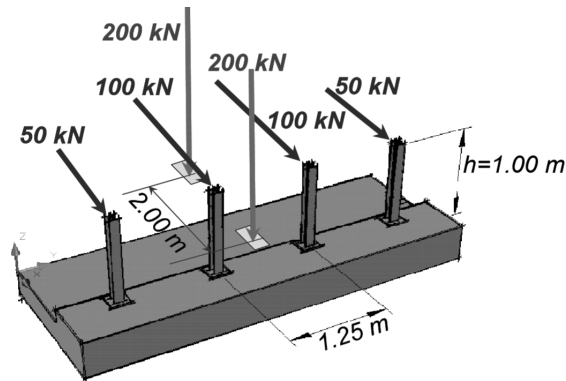


Figura 6.12- Sistema di forze equivalenti per condizioni di progetto ordinarie.

Esso risulta idoneo a rappresentare le azioni equivalenti alle forze di collisione, riferite a condizioni ordinarie della strada e delle barriere, con particolare riferimento alle connessioni tra queste e la struttura.

6.9 EFFETTI REOLOGICI (E2)

Si rimanda al successivo paragrafo 11 della presente relazione. Ai fini delle verifiche strutturali si considerano inoltre gli effetti della viscosità dopo il raggiungimento della configurazione finale di esercizio per i carichi permanenti (peso proprio e precompressione).

6.10 VARIAZIONI TERMICHE (E3)

Ai fini della verifica del sistema di appoggio, si considera una variazione termica uniforme per $a\ 28^{\circ}\text{C}$

7 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni (si veda D.M. 14.01.2008 §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

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

La combinazione direzionale dell'azione sismica è stata effettuata sulla base delle seguenti formule:

$$E = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \quad \text{combinazione "SISMA TRASVERSALE"}$$

$$E = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z \quad \text{combinazione "SISMA LONGITUDINALE"}$$

$$E = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z \quad \text{combinazione "SISMA VERTICALE"}$$

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" .

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

I coefficienti di combinazione Ψ_{0j} sono riportati nella tabella seguente (Estratto tabella 5.1.VI) .

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 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 q_s	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

8 ANALISI STRUTTURALE

Le fasi di realizzazione dell'impalcato del viadotto possono essere così descritte:

In una prima fase le travi in c.a.p., in semplice appoggio sono soggette solo agli effetti del peso proprio e della precompressione.

Dopo verranno gettati i trasversi di testata e successivamente, dopo la presa del calcestruzzo dei trasversi, verrà effettuato il getto della soletta e dei cordoli per poi concludere con l'arredo dell'impalcato.

Per tener conto delle varie fasi costruttive sono stati implementati più modelli di calcolo.

Un primo modello (Mod. Fase 1) analizza l'impalcato con le travi appoggiate e considera i carichi di peso proprio delle travi e gli effetti della precompressione. Successivamente, sempre sullo stesso modello si determinano le sollecitazioni nella trave per effetto del getto della soletta.

Infine per effettuare l'analisi per sovraccarichi permanenti, per carichi variabili da traffico per cedimenti differenziali e variazioni termiche, nonché degli effetti della viscosità a tempo infinito viene implementato un ulteriore modello (Mod. Fase 2).

Il calcolo delle sollecitazioni derivanti dall'impalcato e agenti sulle sottostrutture è stato effettuato con il programma agli elementi finiti SAP2000 schematizzando l'impalcato nella sua configurazione reale di trave in semplice appoggio.

Per valutare gli effetti dell'azione sismica sulle strutture di impalcato, nel modello di fase 2 si aggiungono gli isolatori elastomerici modellati con elementi link ai quali è assegnata un valore specifico di rigidezza laterale e verticale di seguito definita nello specifico paragrafo di analisi sismica.

8.1 SOFTWARE 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.

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:

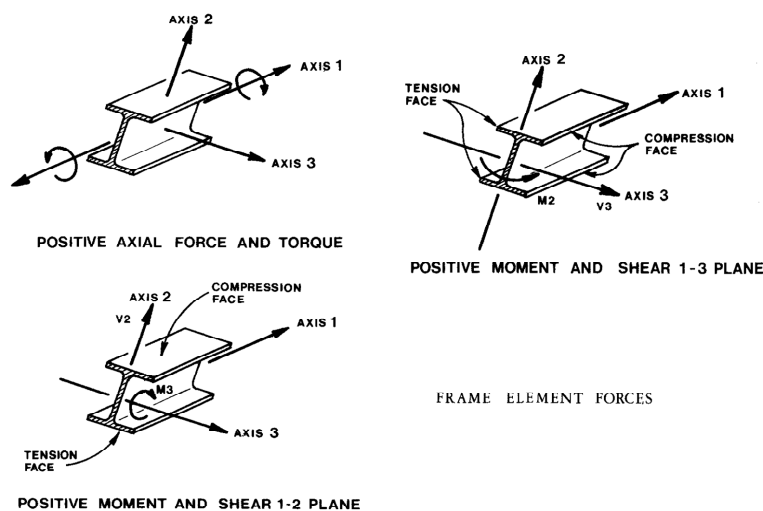
JOINTS: Specifica le coordinate dei nodi del modello. È da precisare come sia possibile fare uso di subroutines di generazione automatica.

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.



I dati significativi di input ed output dei modelli sono riportati in appendice.

8.2 METODOLOGIA DI ANALISI

8.2.1 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.

8.2.2 Analisi Sismica

L'analisi dinamica lineare con spettro di risposta è la metodologia di analisi adottata per valutare i benefici apportati dagli interventi proposti (descritti successivamente) sia in termini di sollecitazioni agli elementi strutturali sia in termini di spostamento del sistema di isolamento. Nella fattispecie essa consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

8.3 GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo che consiste nel solo impalcato e del sistema di vincolo, 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 le travi e l'estradosso muro frontale spalle sono state modellate mediante link rigidi e link elastici che vanno a modellare in particolare il comportamento meccanico degli apparecchi di appoggio.

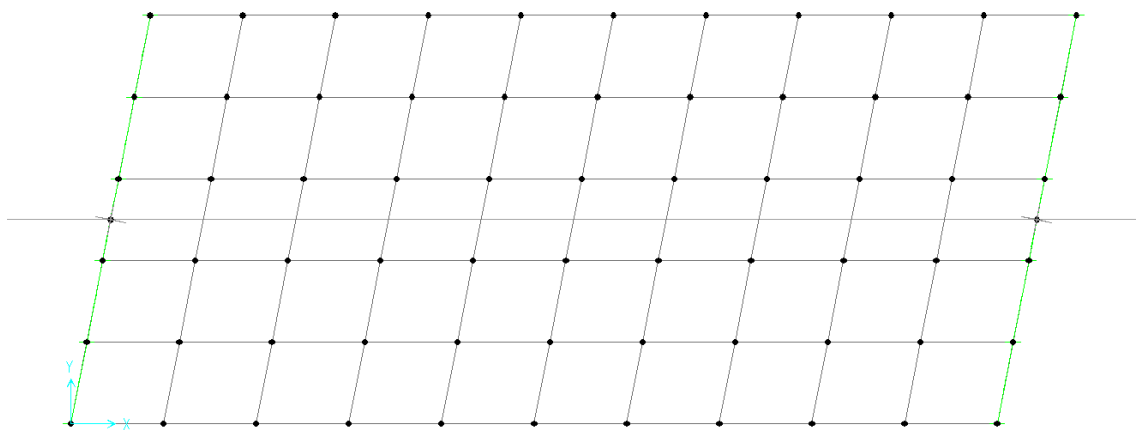


Figura 8.1 Modello FEM: Pianta impalcato

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

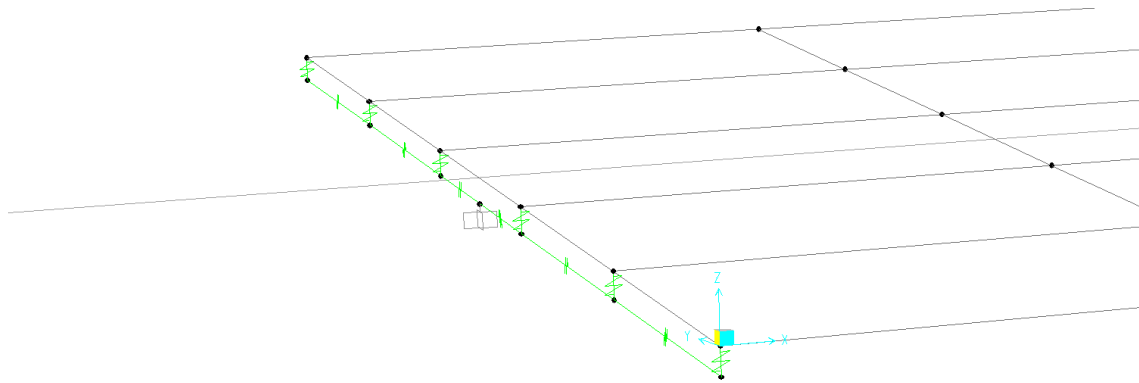


Figura 8.2 Modello FEM: Modellazione sistema di isolamento – spalla

8.3.1 Vincoli interni

Gli apparecchi d'appoggio multidirezionali e i dispositivi elastomerici di isolamento sismico sono stati modellati secondo quanto riportato di seguito.

- Gli appoggi multi-direzionali sono stati modellati come link dotati di elevata rigidità assiale e rigidità tagliante nulla sia in direzione trasversale che longitudinale; tali appoggi sono ubicati sotto le due travi centrali dell'impalcato.
- I dispositivi antisismici costituiti da isolatori elastomerici sono modellati mediante impiego di elementi link del tipo "linear". Al singolo dispositivo sono stati assegnati i seguenti valori di rigidità verticale ed orizzontale determinati sulla base delle esigenze di avere una riduzione delle azioni sismiche trasmesse alle sottostrutture e una capacità di spostamento orizzontale compatibile con l'opera.

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name
Iso k=0.51

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Shear Distance from End J

U2: 0.
U3: 0.

Units
KN, m, C

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
1.000E+10	510.	510.	Fixed		

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
0.	0.	0.	Fixed		

OK Cancel

Figura 8.3 Modellazione dispositivi di isolamento

9 FASI COSTRUTTIVE E DI CALCOLO IMPALCATO

9.1 FASI COSTRUTTIVE

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

FASE	OPERAZIONE
1	Posa in opera delle travi
2	Getto trasversi
3	Getto della soletta
4	Pavimentazione e finiture

9.2 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
1	Trave isolata	0	Precompressione
		0	Peso proprio trave
		45	Cadute di tensione lente
2	Trave isolata	45	Getto trasversi
	Trave isolata	60	Cadute di tensione lente
3	Sezione mista	>60	Carichi permanenti portati
		>60	Carichi variabili
		∞	Cadute di tensione lente

10 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.

TRAVI							
Lunghezza campata						21.00	m
Tipologia travi							
Lunghezza trave						22.00	m
Altezza trave						0.80	m
Larghezza alla base						185.0	cm
Larghezza superiore						119.5	cm
Numero di anime per trave						2	
Larghezza di ciascuna anima per la sezione corrente						25.0	cm
Larghezza di ciascuna anima per la sezione di testata						25.0	cm
Spessore soletta inferiore trave						18.0	cm

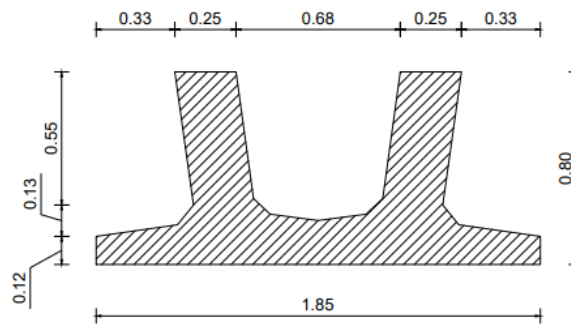


Figura 10.1 Sezione trasversale trave c.a.p.

10.1 ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE TRAVI

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

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

$\sigma_{pi} =$	1400	MPa		
$f_{p(1)k} =$	1670.00	MPa	Tens. Caratt all'1% di def. tot.	
$\sigma_{p,\infty} =$	1336.00	MPa	Tensione massima in esercizio	
$A_s =$	1.39	cmq	Area 1 Trefolo $\phi 0,6''$	
Armature di precompressione				
Strato	n_{tr}	d_{tr} [cm]	A_u [cm ²]	
6	4	73.5	1.39	
5	0	28.0	1.39	
4	0	50.0	1.39	
3	0	16.5	1.39	
2	21	11.5	1.39	
1	23	6.5	1.39	
TOT	48			
$n_{tr} =$	Numero di trefoli dello strato			
$d_{tr} =$	Distanza dei trefoli dal lembo inferiore			
$A_u =$	Area di ciascun trefolo dello strato			

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

10.2 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

10.2.1 Trave isolata

Caratteristiche geometriche delle sezioni della trave isolata							
X _{test. trave} [m]	Sez.	X _{asse app} [m]	A _C [m ²]	S _{ci} [m ³]	I _{ci} [m ⁴]	I _{co} [m ⁴]	Y _{Gi} [m]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
0.50	S2	0.00	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
1.00	S3	0.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
2.00	S4	1.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
3.00	S5	2.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
4.00	S6	3.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
5.00	S7	4.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
7.00	S8	6.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
9.50	S9	9.00	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
11.00	S10 (Mezz)	10.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
12.50	S11	12.00	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
15.00	S12	14.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
17.00	S13	16.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
18.00	S14	17.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
19.00	S15	18.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
20.00	S16	19.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
21.00	S17	20.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
21.50	S18	21.00	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.6393	0.1839	0.0895	0.0366	0.2877
	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					

10.2.2 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				
ω _p =	5.35		Coeff. di omogeneizzazione acciaio di precompressione				
ω _s =	5.77		Coeff. di omogeneizzazione acciaio ordinario				

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Caratteristiche Geometriche Sezione Ideale Omogeneizzata												
X _{test. trave} [m]	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]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.6526	0.1866	0.0909	0.0375	0.514	-0.286	-0.019	0.0730	-0.1313	-1.9927
0.50	S2	0.00	0.6526	0.1866	0.0909	0.0375	0.514	-0.286	-0.019	0.0730	-0.1313	-1.9927
1.00	S3	0.50	0.6526	0.1866	0.0909	0.0375	0.514	-0.286	-0.019	0.0730	-0.1313	-1.9927
2.00	S4	1.50	0.6623	0.1876	0.0910	0.0379	0.517	-0.283	-0.107	0.0733	-0.1338	-0.3534
3.00	S5	2.50	0.6623	0.1876	0.0910	0.0379	0.517	-0.283	-0.107	0.0733	-0.1338	-0.3534
4.00	S6	3.50	0.6671	0.1879	0.0910	0.0381	0.518	-0.282	-0.129	0.0735	-0.1353	-0.2955
5.00	S7	4.50	0.6671	0.1879	0.0910	0.0381	0.518	-0.282	-0.129	0.0735	-0.1353	-0.2955
7.00	S8	6.50	0.6695	0.1866	0.0898	0.0377	0.521	-0.279	-0.189	0.0724	-0.1354	-0.2000
9.50	S9	9.00	0.6707	0.1867	0.0898	0.0378	0.522	-0.278	-0.190	0.0725	-0.1358	-0.1995
11.00	S10(Mezz)	10.50	0.6707	0.1867	0.0898	0.0378	0.522	-0.278	-0.190	0.0725	-0.1358	-0.1995
12.50	S11	12.00	0.6707	0.1867	0.0898	0.0378	0.522	-0.278	-0.190	0.0725	-0.1358	-0.1995
15.00	S12	14.50	0.6695	0.1866	0.0898	0.0377	0.521	-0.279	-0.189	0.0724	-0.1354	-0.2000
17.00	S13	16.50	0.6671	0.1879	0.0910	0.0381	0.518	-0.282	-0.129	0.0735	-0.1353	-0.2955
18.00	S14	17.50	0.6671	0.1879	0.0910	0.0381	0.518	-0.282	-0.129	0.0735	-0.1353	-0.2955
19.00	S15	18.50	0.6623	0.1876	0.0910	0.0379	0.517	-0.283	-0.107	0.0733	-0.1338	-0.3534
20.00	S16	19.50	0.6623	0.1876	0.0910	0.0379	0.517	-0.283	-0.107	0.0733	-0.1338	-0.3534
21.00	S17	20.50	0.6526	0.1866	0.0909	0.0375	0.514	-0.286	-0.019	0.0730	-0.1313	-1.9927
21.50	S18	21.00	0.6526	0.1866	0.0909	0.0375	0.514	-0.286	-0.019	0.0730	-0.1313	-1.9927
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.6526	0.1866	0.0909	0.0375	0.514	-0.286	-0.019	0.0730	-0.1313	-1.9927
	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										

10.2.3 Sezione mista trave + soletta

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

SEZIONE MISTA TRAVE + SOLETTA			
CLS Sol.	C32/40		
$f_{ck,sol}$ =	33.2	MPa	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls soletta
$E_{c,sol}$ =	33643	MPa	Modulo di elasticità del calcestruzzo della soletta
n_c =	0.924		Coefficiente di omogeneizzazione dei calcestruzzi
L_{imp} =	12.00	m	Larghezza impalcato (fuori tutto)
n_{tr}^o =	6		Numero travi
i_{tr} =	1.85	m	Interasse travi
S_{sol} =	0.20	m	Spessore della soletta
S_{pred} =	0.05	m	Spessore dalla

Caratteristiche della sezione mista della trave di bordo															
$x_{test\ trave}$ [m]	Sez.	$x_{asse\ pila}$ [m]	A_2 [m ²]	S_{2l} [m ³]	I_{2l} [m ⁴]	I_{20} [m ⁴]	$Y_{2s,sol}$ [m]	Y_{2s} [m]	Y_{2l} [m]	Y_{2p} [m]	W_{2ss} [m ³]	W_{2sl} [m ³]	W_{2ts} [m ³]	W_{2tl} [m ³]	W_{2p} [m ³]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	1.084	0.6005	0.48574	0.15310	0.496	0.246	-0.554	-0.287	0.3340	0.6734	0.6221	-0.2764	-0.5339
0.50	S2	0.00	1.100	0.6116	0.49571	0.15579	0.494	0.244	-0.556	-0.289	0.3412	0.6905	0.6379	-0.2803	-0.5398
1.00	S3	0.50	1.100	0.6116	0.49571	0.15579	0.494	0.244	-0.556	-0.289	0.3412	0.6905	0.6379	-0.2803	-0.5398
2.00	S4	1.50	1.110	0.6125	0.49580	0.15783	0.498	0.248	-0.552	-0.376	0.3429	0.6882	0.6358	-0.2860	-0.4200
3.00	S5	2.50	1.110	0.6125	0.49580	0.15783	0.498	0.248	-0.552	-0.376	0.3429	0.6882	0.6358	-0.2860	-0.4200
4.00	S6	3.50	1.109	0.6071	0.49010	0.15780	0.503	0.253	-0.547	-0.395	0.3398	0.6760	0.6245	-0.2883	-0.3998
5.00	S7	4.50	1.109	0.6071	0.49010	0.15780	0.503	0.253	-0.547	-0.395	0.3398	0.6760	0.6245	-0.2883	-0.3998
7.00	S8	6.50	1.106	0.6010	0.48465	0.15806	0.507	0.257	-0.543	-0.453	0.3377	0.6668	0.6160	-0.2909	-0.3486
9.50	S9	9.00	1.107	0.6011	0.48466	0.15833	0.507	0.257	-0.543	-0.454	0.3380	0.6666	0.6159	-0.2916	-0.3487
11.00	S10 (Mezz)	10.50	1.107	0.6011	0.48466	0.15833	0.507	0.257	-0.543	-0.454	0.3380	0.6666	0.6159	-0.2916	-0.3487
12.50	S11	12.00	1.107	0.6011	0.48466	0.15833	0.507	0.257	-0.543	-0.454	0.3380	0.6666	0.6159	-0.2916	-0.3487
15.00	S12	14.50	1.106	0.6010	0.48465	0.15806	0.507	0.257	-0.543	-0.453	0.3377	0.6668	0.6160	-0.2909	-0.3486
17.00	S13	16.50	1.109	0.6071	0.49010	0.15780	0.503	0.253	-0.547	-0.395	0.3398	0.6760	0.6245	-0.2883	-0.3998
18.00	S14	17.50	1.109	0.6071	0.49010	0.15780	0.503	0.253	-0.547	-0.395	0.3398	0.6760	0.6245	-0.2883	-0.3998
19.00	S15	18.50	1.110	0.6125	0.49580	0.15783	0.498	0.248	-0.552	-0.376	0.3429	0.6882	0.6358	-0.2860	-0.4200
20.00	S16	19.50	1.110	0.6125	0.49580	0.15783	0.498	0.248	-0.552	-0.376	0.3429	0.6882	0.6358	-0.2860	-0.4200
21.00	S17	20.50	1.100	0.6116	0.49571	0.15579	0.494	0.244	-0.556	-0.289	0.3412	0.6905	0.6379	-0.2803	-0.5398
21.50	S18	21.00	1.100	0.6116	0.49571	0.15579	0.494	0.244	-0.556	-0.289	0.3412	0.6905	0.6379	-0.2803	-0.5398
22.00	S19 (SP2)	21.50	1.089	0.6010	0.48578	0.15413	0.498	0.248	-0.552	-0.285	0.3349	0.6723	0.6211	-0.2793	-0.5413

11 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 08 e alla norma UNI EN 1992-1-1.

11.1 CADUTE PER RITIRO NEL 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.

11.1.1 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;

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.

11.1.2 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

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

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Calcolo della Deformazione per ritiro			
Rck =	45.0	MPa	Resistenza cubica caratteristica
fck =	37.4	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
E _{c,m} =	34625	MPa	Modulo elastico del cls
A _c =	1069040	mmq	Area della sezione in cls
u =	7102	mm	Perimetro della sezione in cls esposto all'aria
h ₀ =	301.1	mm	dimensione fittizia h ₀ = 2A _c /u
k _h =	0.750		parametro funzione di h ₀ secondo la Tab. 11.2.Vb
RH =	70	%	Umidità Relativa ambientale
t ₀ =	3	gg	Tempo di messa di carico
Deformazione per ritiro a tempo infinito			
β _{RH} =	1.02		
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} =	-0.332	‰	Deformazione da ritiro per essiccamento
ε _{cd} =	-0.249	‰	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} =	-0.317	‰	Valore medio a t=∞ della deformazione per ritiro (totale)
Deformazione per ritiro a tempo t _s			
t _s =	60	gg	
β _{ds} (t,t _s) =	0.223		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) =	-0.055	‰	Valore medio a t=t _s della deformazione per ritiro da essiccamento
ε _{ca} (t _s) =	-0.054	‰	Valore medio a t=t _s della deformazione per ritiro autogeno
ε _{cs} (t _s) =	-0.109	‰	Valore medio a t=t _s della deformazione per ritiro (totale)
E _{c,∞} =	9863	MPa	Modulo elastico del cls a tempo infinito
φ(∞,t ₀) =	2.511		Coefficiente di viscosità a tempo infinito
N _{cs} =	-3342	kN	Sforzo assiale da applicare al baricentro della soletta

11.2 CADUTE PER VISCOSITÀ

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:

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

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/mm², 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;

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

$t - t_0$ 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:

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

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 .

È previsto un ciclo termico di maturazione forzata, descritto nella seguente tabella:

Ciclo termico di maturazione forzata			
Fase	Δt_i [h]	T_i [°C]	Δt_{eq} [h]
1	3	20	3.00
2	3	40	7.18
3	6	60	30.92
4	4	40	9.57
5	8	20	8.00
6	0	0	0.00
t =		24 h	$t_T =$ 58.67 h
$t_0 =$		1 gg	$t_{0,T} =$ 2.44 gg
$t^*_0 =$		2.44 gg	Stagionatura del cls corretta in base al tipo di cemento

Δt_i = Intervallo di tempo

T_i = Temperatura nell'intervallo di tempo Δt_i

11.2.1 determinazione del coefficiente di viscosità

Rck =	55.0 MPa	Resistenza cubica caratteristica				
fck =	45.7 MPa	Resistenza cilindrica caratteristica				
fcm =	53.7 MPa	Resistenza media cilindrica				
$A_c =$	1069040 mm ²	Area della sezione in cls				
u =	7102 mm	Perimetro della sezione in cls esposto all'aria				
$h_0 =$	301.1 mm	dimensione fittizia $h_0 = 2A_c/u$				
RH =	70 %	Umidità Relativa				
$t_0 =$	2.44 gg	Tempo di messa di carico (stagionatura del cls all'atto della precompressione)				
$t-t_0 =$	60 gg					
$\alpha_1 =$	0.742	coeff. di influenza della resistenza del cls				
$\alpha_2 =$	0.918	coeff. di influenza della resistenza del cls				
$\phi_{RH} =$	1.223	coeff. dell'effetto dell' RH sul coeff. nominale di viscosità				
$\beta(f_{cm}) =$	2.294	coeff. di influenza della resistenza del cls sul coeff. nominale di viscosità				
$\beta(t_0) =$	0.772	coeff. dell'effetto dell'età del cls al momento di applicazione del carico sul coeff. nominale di viscosità				
$\phi_0 =$	2.17	coefficiente nominale di viscosità (a tempo infinito)				
Calcolo del coefficiente di evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico $\beta_c(t, t_0)$						
$\alpha_3 =$	0.81	coeff. di influenza della resistenza del cls				
$\beta_H =$	673.1	coeff. che dipende da RH e da h_0				
$\beta_c(t, t_0) =$	0.472	coeff. di evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico				

Calcolo del coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ dopo			60	gg dall'applicazione del carico			
$\phi(t, t_0) =$	1.02	47.2%					
Viscosità residua							
$\phi(t_{\infty} - t) =$	1.14	52.8%					

11.3 CADUTA 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

11.4 CADUTE PER RILASSAMENTO NELL'ACCIAIO DI PRECOMPRESSIONE

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);

- μ = σ_{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 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.

Si ottengono i seguenti valori delle cadute di tensione per rilassamento:

$$\Delta\sigma_{relax(\infty)} = 56.53 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{relax(45g)} = 15.67 \text{ MPa}$$

11.5 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:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,Qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0.8 \phi(t, t_0)]}$$

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

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

- $\sigma_{c,QP}$ 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.

12 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.

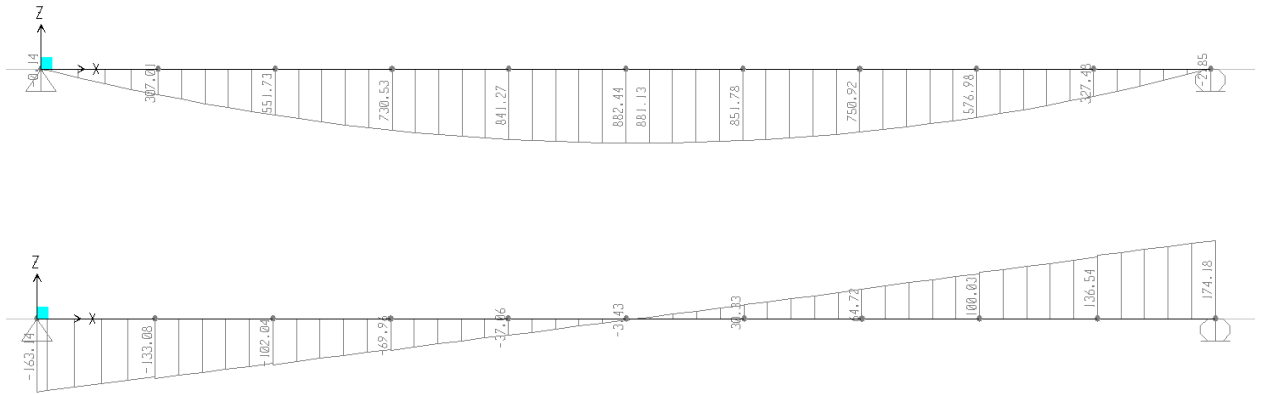


Figura 12.1 Momento flettente e taglio peso proprio

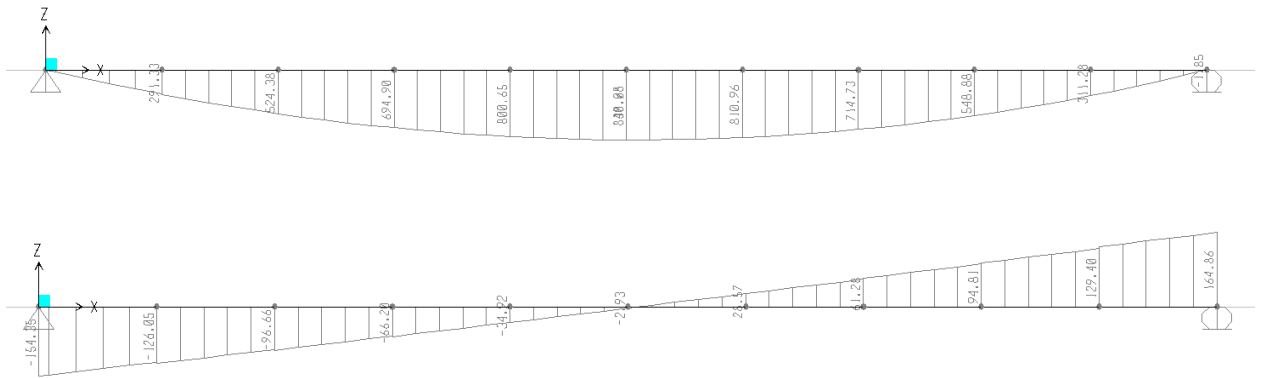
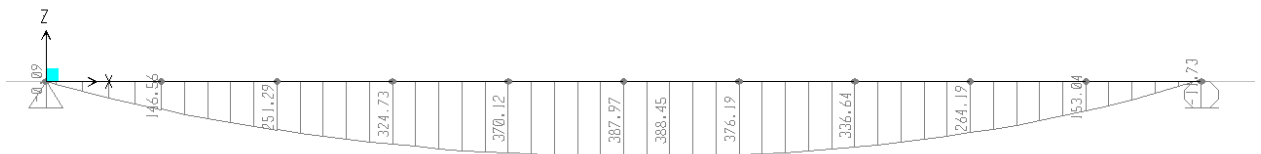


Figura 12.2 Momento flettente e taglio getto soletta



Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

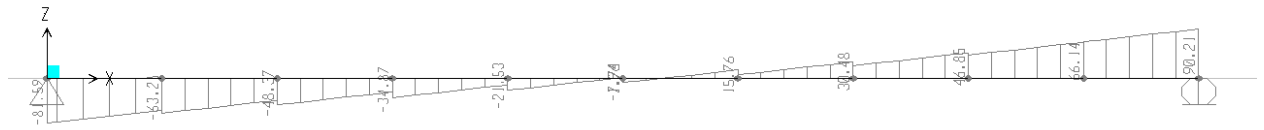


Figura 12.3 Momento flettente e taglio G2

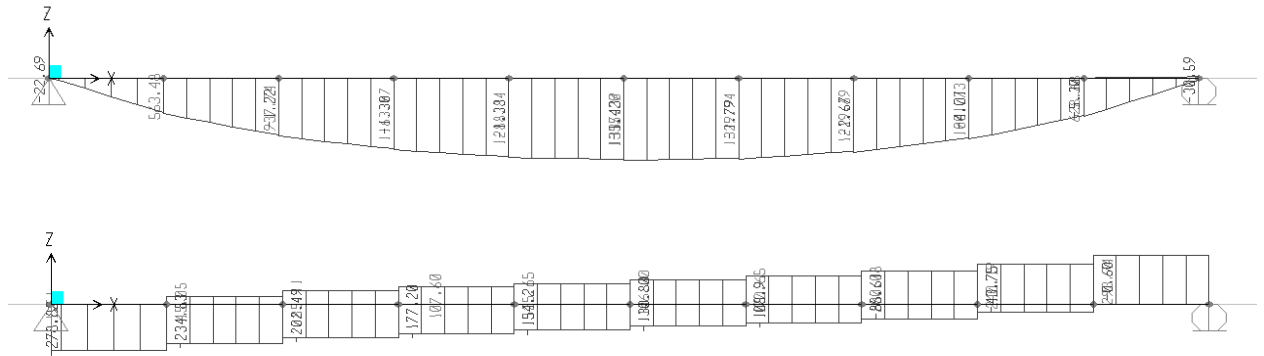


Figura 12.4 Momento flettente e taglio carichi mobili tandem

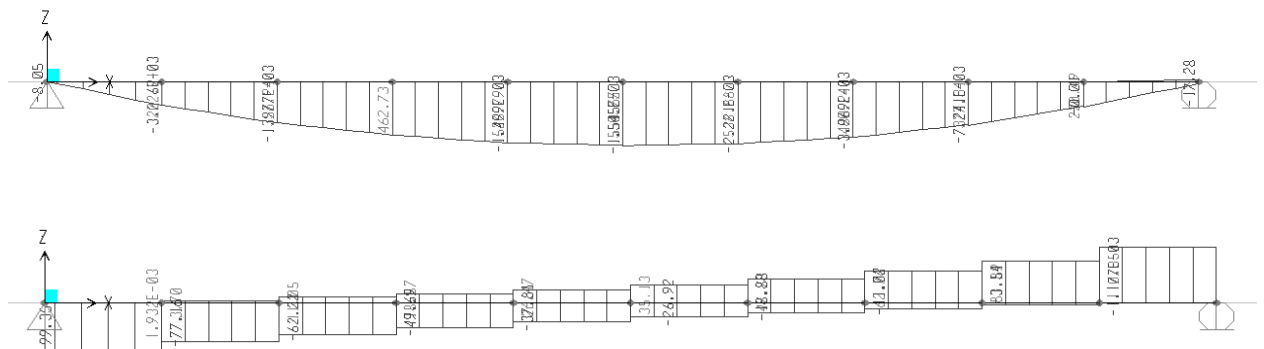


Figura 12.5 Momento flettente e taglio carichi mobili distribuiti

13 VERIFICHE TRAVI IN ESERCIZIO E SLU

13.1 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.

13.1.1 Fase 1: Precompressione e peso trave – verifica 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														
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	P ₀ [kN]	M _{p0} [kNm]	σ _{p0ts} [MPa]	σ _{p0ti} [MPa]	σ _{p0pi} [MPa]	M _{g0} [kNm]	Δσ _{g0ts} [MPa]	Δσ _{g0ti} [MPa]	Δσ _{g0pi} [MPa]	σ _{ts,li} [MPa]	σ _{ti,li} [MPa]	σ _{i,pi} [MPa]
0.00	S1 (SP1)	-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
0.50	S2	0.00	1846.6	-34.8	2.35	3.09	2.85	0.0	0.00	0.00	0.00	2.35	3.09	2.85
1.00	S3	0.50	5838.0	-625.9	0.28	13.49	10.59	81.5	1.11	-0.61	-0.23	1.39	12.88	10.36
2.00	S4	1.50	5838.0	-625.9	0.28	13.49	10.59	227.8	3.11	-1.70	-0.64	3.39	11.79	9.94
3.00	S5	2.50	7394.8	-953.9	-1.89	18.13	14.31	360.4	4.90	-2.66	-1.22	3.01	15.47	13.09
4.00	S6	3.50	7394.8	-953.9	-1.89	18.13	14.31	478.4	6.51	-3.53	-1.62	4.62	14.60	12.69
5.00	S7	4.50	8173.2	-1542.9	-9.10	23.60	19.92	581.4	8.03	-4.29	-2.91	-1.07	19.31	17.02
7.00	S8	6.50	8562.4	-1622.8	-9.63	24.72	20.90	743.0	10.25	-5.47	-3.73	0.63	19.25	17.18
9.50	S9	9.00	8562.4	-1622.8	-9.63	24.72	20.90	858.3	11.84	-6.32	-4.30	2.22	18.40	16.60
11.00	S10 (Mezz)	10.50	8562.4	-1622.8	-9.63	24.72	20.90	882.3	12.17	-6.50	-4.42	2.55	18.22	16.48
12.50	S11	12.00	8562.4	-1622.8	-9.63	24.72	20.90	858.3	11.84	-6.32	-4.30	2.22	18.40	16.60
15.00	S12	14.50	8562.4	-1622.8	-9.63	24.72	20.90	743.0	10.25	-5.47	-3.73	0.63	19.25	17.18
17.00	S13	16.50	8173.2	-1542.9	-9.10	23.60	19.92	581.4	8.03	-4.29	-2.91	-1.07	19.31	17.02
18.00	S14	17.50	7394.8	-953.9	-1.89	18.13	14.31	478.4	6.51	-3.53	-1.62	4.62	14.60	12.69
19.00	S15	18.50	7394.8	-953.9	-1.89	18.13	14.31	360.4	4.90	-2.66	-1.22	3.01	15.47	13.09
20.00	S16	19.50	5838.0	-625.9	0.28	13.49	10.59	227.8	3.11	-1.70	-0.64	3.39	11.79	9.94
21.00	S17	20.50	5838.0	-625.9	0.28	13.49	10.59	81.5	1.11	-0.61	-0.23	1.39	12.88	10.36
21.50	S18	21.00	1846.6	-34.8	2.35	3.09	2.85	0.0	0.00	0.00	0.00	2.35	3.09	2.85
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Per tutte le sezioni risulta $\sigma_t < f_{ctm}/1.2$. La verifica è soddisfatta

13.1.2 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 45 e 60 gg.

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Tensioni dovute al getto soletta sulla trave di bordo									
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	M _{g1} [kNm]	Δσ _{g1ts} [MPa]	Δσ _{g1ti} [MPa]	Δσ _{g1pi} [MPa]	σ _{s,2ts} [MPa]	σ _{i,2ti} [MPa]	σ _{i,2pi} [MPa]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.10	-0.13	-0.12
0.50	S2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.44	1.90	1.75
1.00	S3	0.50	81.04	1.11	-0.62	-0.04	5.21	2.69	3.53
2.00	S4	1.50	218.91	2.99	-1.64	-0.62	6.35	9.27	8.63
3.00	S5	2.50	344.51	4.70	-2.58	-0.97	9.88	7.36	7.92
4.00	S6	3.50	455.95	6.20	-3.37	-1.54	10.96	9.89	10.09
5.00	S7	4.50	553.98	7.53	-4.09	-1.87	13.69	8.43	9.43
7.00	S8	6.50	707.52	9.77	-5.23	-3.54	11.70	10.91	10.99
9.50	S9	9.00	817.64	11.28	-6.02	-4.10	14.32	10.27	10.72
11.00	S10(Mezz)	10.50	839.83	11.59	-6.18	-4.21	14.95	9.95	10.50
12.50	S11	12.00	817.64	11.28	-6.02	-4.10	14.32	10.27	10.72
15.00	S12	14.50	707.52	9.77	-5.23	-3.54	11.70	10.91	10.99
17.00	S13	16.50	553.98	7.53	-4.09	-1.87	13.69	8.43	9.43
18.00	S14	17.50	455.95	6.20	-3.37	-1.54	10.96	9.89	10.09
19.00	S15	18.50	344.51	4.70	-2.58	-0.97	9.88	7.36	7.92
20.00	S16	19.50	218.91	2.99	-1.64	-0.62	6.35	9.27	8.63
21.00	S17	20.50	81.01	1.11	-0.62	-0.04	5.21	2.69	3.53
21.50	S18	21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.44	1.90	1.75
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.10	-0.13	-0.12

Tensioni risultanti al giorno : 60										
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	Δ ₂ P [kN]	Δ ₂ M _p [kNm]	Δ ₂ σ _{ts,p} [MPa]	Δ ₂ σ _{ti,p} [MPa]	Δ ₂ σ _{pi,p} [MPa]	σ _{ts,2f} [MPa]	σ _{ti,2f} [MPa]	σ _{pi,2f} [MPa]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	-7.55	0.14	-0.01	-0.01	-0.01	-0.11	-0.14	-0.13
0.50	S2	0.00	-9.30	0.18	-0.01	-0.02	-0.01	1.43	1.88	1.73
1.00	S3	0.50	-10.98	0.21	-0.01	-0.02	-0.02	5.20	2.67	3.52
2.00	S4	1.50	-33.69	3.61	0.00	-0.08	-0.06	6.35	9.20	8.57
3.00	S5	2.50	-32.29	3.46	0.00	-0.07	-0.06	9.87	7.29	7.86
4.00	S6	3.50	-46.41	5.99	0.01	-0.11	-0.09	10.97	9.77	10.00
5.00	S7	4.50	-44.78	5.78	0.01	-0.11	-0.09	13.70	8.32	9.34
7.00	S8	6.50	-54.10	10.21	0.06	-0.16	-0.13	11.76	10.75	10.86
9.50	S9	9.00	-56.00	10.61	0.06	-0.16	-0.14	14.38	10.11	10.59
11.00	S10(Mezz)	10.50	-55.37	10.49	0.06	-0.16	-0.14	15.01	9.79	10.37
12.50	S11	12.00	-56.00	10.61	0.06	-0.16	-0.14	14.38	10.11	10.59
15.00	S12	14.50	-54.10	10.21	0.06	-0.16	-0.13	11.76	10.75	10.86
17.00	S13	16.50	-44.78	5.78	0.01	-0.11	-0.09	13.70	8.32	9.34
18.00	S14	17.50	-46.41	5.99	0.01	-0.11	-0.09	10.97	9.77	10.00
19.00	S15	18.50	-32.29	3.46	0.00	-0.07	-0.06	9.87	7.29	7.86
20.00	S16	19.50	-33.69	3.61	0.00	-0.08	-0.06	6.35	9.20	8.57
21.00	S17	20.50	-10.98	0.21	-0.01	-0.02	-0.02	5.20	2.67	3.52
21.50	S18	21.00	-9.30	0.18	-0.01	-0.02	-0.01	1.43	1.88	1.73
22.00	S19 (SP2)	21.50	-7.55	0.14	-0.01	-0.01	-0.01	-0.11	-0.14	-0.13

13.1.3 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.

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Tensioni dovute ai carichi permanenti portati sulla trave di bordo													
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	M _{g2} [kNm]	Δσ _{g2ss} [MPa]	Δσ _{g2si} [MPa]	Δσ _{g2ts} [MPa]	Δσ _{g2ti} [MPa]	Δσ _{g2pi} [MPa]	σ _{ss,3i} [MPa]	σ _{si,3i} [MPa]	σ _{ts,3i} [MPa]	σ _{ti,3i} [MPa]	σ _{i,3pi} [MPa]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.11	-0.14	-0.13
0.50	S2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.43	1.88	1.73
1.00	S3	0.50	10.39	0.03	0.02	0.02	-0.04	-0.02	0.03	0.02	5.22	2.63	3.50
2.00	S4	1.50	74.05	0.22	0.11	0.12	-0.26	-0.18	0.22	0.11	6.47	8.94	8.39
3.00	S5	2.50	141.71	0.41	0.21	0.22	-0.50	-0.34	0.41	0.21	10.10	6.79	7.52
4.00	S6	3.50	205.53	0.60	0.30	0.33	-0.71	-0.51	0.60	0.30	11.30	9.06	9.49
5.00	S7	4.50	251.88	0.74	0.37	0.40	-0.87	-0.63	0.74	0.37	14.11	7.44	8.71
7.00	S8	6.50	327.70	0.97	0.49	0.53	-1.13	-0.94	0.97	0.49	12.29	9.62	9.92
9.50	S9	9.00	382.48	1.13	0.57	0.62	-1.31	-1.10	1.13	0.57	15.00	8.80	9.49
11.00	S10(Mezz)	10.50	393.99	1.17	0.59	0.64	-1.35	-1.13	1.17	0.59	15.65	8.43	9.24
12.50	S11	12.00	382.48	1.13	0.57	0.62	-1.31	-1.10	1.13	0.57	15.00	8.80	9.49
15.00	S12	14.50	327.70	0.97	0.49	0.53	-1.13	-0.94	0.97	0.49	12.29	9.62	9.92
17.00	S13	16.50	251.88	0.74	0.37	0.40	-0.87	-0.63	0.74	0.37	14.11	7.44	8.71
18.00	S14	17.50	205.53	0.60	0.30	0.33	-0.71	-0.51	0.60	0.30	11.30	9.06	9.49
19.00	S15	18.50	141.71	0.41	0.21	0.22	-0.50	-0.34	0.41	0.21	10.10	6.79	7.52
20.00	S16	19.50	47.05	0.14	0.07	0.07	-0.16	-0.11	0.14	0.07	6.43	9.03	8.46
21.00	S17	20.50	10.39	0.03	0.02	0.02	-0.04	-0.02	0.03	0.02	5.21	2.63	3.50
21.50	S18	21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.43	1.88	1.73
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.11	-0.14	-0.13

X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	Cadute di tensione dal giorno		60			a tempo infinito		(terza quota delle cadute di tensione)		
			Δε _{cs} ‰	Δσ _{cs} [MPa]	Δσ _{pr} [MPa]	Δφ	Δσ _{creep} [MPa]	ΣΔσ [MPa]	Denom	Δσ _{p,c+s+r} [MPa]		
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.208	40.56	45.69	1.330	0.00	86.25	1.02	84.57		
0.50	S2	0.00	0.208	40.56	45.69	1.330	20.28	106.53	1.02	104.49		
1.00	S3	0.50	0.208	40.56	45.69	1.330	73.33	159.58	1.02	156.52		
2.00	S4	1.50	0.208	40.56	45.69	1.330	65.14	151.39	1.04	145.35		
3.00	S5	2.50	0.208	40.56	45.69	1.330	83.90	170.15	1.04	163.37		
4.00	S6	3.50	0.208	40.56	45.69	1.330	75.76	162.01	1.05	153.91		
5.00	S7	4.50	0.208	40.56	45.69	1.330	103.35	189.60	1.05	180.12		
7.00	S8	6.50	0.208	40.56	45.69	1.330	90.44	176.69	1.06	166.95		
9.50	S9	9.00	0.208	40.56	45.69	1.330	81.21	167.46	1.06	157.82		
11.00	S10(Mezz)	10.50	0.208	40.56	45.69	1.330	79.32	165.57	1.06	156.05		
12.50	S11	12.00	0.208	40.56	45.69	1.330	81.21	167.46	1.06	157.82		
15.00	S12	14.50	0.208	40.56	45.69	1.330	90.44	176.69	1.06	166.95		
17.00	S13	16.50	0.208	40.56	45.69	1.330	103.35	189.60	1.05	180.12		
18.00	S14	17.50	0.208	40.56	45.69	1.330	75.76	162.01	1.05	153.90		
19.00	S15	18.50	0.208	40.56	45.69	1.330	83.90	170.15	1.04	163.37		
20.00	S16	19.50	0.208	40.56	45.69	1.330	65.59	151.84	1.04	145.79		
21.00	S17	20.50	0.208	40.56	45.69	1.330	73.33	159.58	1.02	156.52		
21.50	S18	21.00	0.208	40.56	45.69	1.330	20.28	106.53	1.02	104.49		
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.208	40.56	45.69	1.330	0.00	86.25	1.02	84.58		

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Tensioni dovute ai permanenti a tempo infinito															
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	Δ ₃ P [kN]	Δ ₃ M _p [kNm]	Δ ₃ σ _{ss,p} [MPa]	Δ ₃ σ _{si,p} [MPa]	Δ ₃ σ _{ts,p} [MPa]	Δ ₃ σ _{ti,p} [MPa]	Δ ₃ σ _{pi,p} [MPa]	σ _{ss,3f} [MPa]	σ _{si,3f} [MPa]	σ _{ts,3f} [MPa]	σ _{ti,3f} [MPa]	σ _{pi,3f} [MPa]	σ _{3Gf} [MPa]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	-164.58	47.19	-0.01	-0.08	-0.08	-0.32	-0.24	-0.01	-0.08	-0.18	-0.46	-0.37	-0.27
0.50	S2	0.00	-203.33	58.69	-0.01	-0.10	-0.09	-0.39	-0.29	-0.01	-0.10	1.34	1.49	1.44	1.39
1.00	S3	0.50	-304.58	87.91	-0.02	-0.15	-0.14	-0.59	-0.44	0.01	-0.13	5.08	2.04	3.06	4.15
2.00	S4	1.50	-606.12	227.76	0.12	-0.22	-0.19	-1.34	-1.09	0.33	-0.11	6.28	7.59	7.30	6.69
3.00	S5	2.50	-681.25	255.99	0.13	-0.24	-0.21	-1.51	-1.22	0.55	-0.04	9.89	5.28	6.30	8.46
4.00	S6	3.50	-812.93	320.86	0.21	-0.26	-0.22	-1.85	-1.54	0.82	0.05	11.08	7.21	7.95	9.86
5.00	S7	4.50	-951.39	375.51	0.25	-0.30	-0.26	-2.16	-1.80	0.99	0.07	13.85	5.28	6.92	11.14
7.00	S8	6.50	-974.63	441.92	0.43	-0.22	-0.16	-2.40	-2.15	1.40	0.27	12.12	7.22	7.77	10.55
9.50	S9	9.00	-965.23	438.25	0.42	-0.21	-0.16	-2.37	-2.13	1.56	0.36	14.84	6.43	7.36	12.14
11.00	S10 (Mezz)	10.50	-954.37	433.32	0.42	-0.21	-0.16	-2.35	-2.10	1.59	0.38	15.49	6.09	7.13	12.47
12.50	S11	12.00	-965.24	438.26	0.42	-0.21	-0.16	-2.37	-2.13	1.56	0.36	14.84	6.43	7.36	12.14
15.00	S12	14.50	-974.63	441.92	0.43	-0.22	-0.16	-2.40	-2.15	1.40	0.27	12.13	7.22	7.77	10.55
17.00	S13	16.50	-951.38	375.51	0.25	-0.30	-0.26	-2.16	-1.80	0.99	0.07	13.85	5.28	6.92	11.14
18.00	S14	17.50	-812.92	320.86	0.21	-0.26	-0.22	-1.85	-1.54	0.82	0.05	11.08	7.21	7.95	9.86
19.00	S15	18.50	-681.26	255.99	0.13	-0.24	-0.21	-1.51	-1.22	0.55	-0.04	9.89	5.28	6.30	8.46
20.00	S16	19.50	-607.95	228.45	0.12	-0.22	-0.19	-1.35	-1.09	0.26	-0.15	6.24	7.68	7.37	6.69
21.00	S17	20.50	-304.58	87.91	-0.02	-0.15	-0.14	-0.59	-0.44	0.01	-0.13	5.08	2.04	3.06	4.15
21.50	S18	21.00	-203.33	58.69	-0.01	-0.10	-0.09	-0.39	-0.29	-0.01	-0.10	1.34	1.49	1.44	1.39
22.00	S19 (SP2)	21.50	-164.59	46.86	-0.01	-0.08	-0.08	-0.32	-0.24	-0.01	-0.08	-0.18	-0.46	-0.37	-0.27

13.1.4 Riassunto cadute di tensioni acciaio precompressione

Si riportano di seguito i valori di sforzo normale e momento flettente di precompressione a tempo infinito, somma delle cadute parziali delle tre fasi.

X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	Δσ _{p,lente} [MPa]	Δσ _{p,ist.} [MPa]	ΣΔσ _p [MPa]	σ _{p,fin} [MPa]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	-127.87	0.00	-127.87	-127.87
0.50	S2	0.00	-159.43	-10.16	-169.59	463.03
1.00	S3	0.50	-222.84	-20.11	-242.95	1022.29
2.00	S4	1.50	-244.90	-53.24	-298.14	1101.86
3.00	S5	2.50	-260.55	-51.23	-311.78	1088.22
4.00	S6	3.50	-266.33	-67.97	-334.31	1065.69
5.00	S7	4.50	-290.40	-66.11	-356.50	1043.50
7.00	S8	6.50	-293.95	-86.79	-380.74	1019.26
9.50	S9	9.00	-285.92	-88.88	-374.80	1025.20
11.00	S10 (Mezz)	10.50	-283.43	-88.24	-371.67	1028.33
12.50	S11	12.00	-285.92	-88.88	-374.80	1025.20
15.00	S12	14.50	-293.95	-86.79	-380.74	1019.26
17.00	S13	16.50	-290.40	-66.11	-356.50	1043.50
18.00	S14	17.50	-266.33	-67.97	-334.30	1065.70
19.00	S15	18.50	-260.55	-51.23	-311.78	1088.22
20.00	S16	19.50	-245.34	-53.24	-298.58	1101.42
21.00	S17	20.50	-222.84	-20.11	-242.95	1022.29
21.50	S18	21.00	-159.43	-10.16	-169.59	463.03
22.00	S19 (SP2)	21.50	-127.88	0.00	-127.88	-127.88

13.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER SFORZO NORMALE E FLESSIONE

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} + M _{rapp} [kNm]	M _{Q,tan} [kNm]	M _{Q,distr} [kNm]	N _{rd} [kN]	M _{rd} [kNm]	M _{ΔT} [kNm]	M _{cedP} [kNm]	M ⁺ _v [kNm]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	42.44	17.37	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
1.00	S3	0.50	81.5	81.0	10.4	136.99	53.16	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
2.00	S4	1.50	227.8	218.9	74.1	413.03	156.93	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
3.00	S5	2.50	360.4	344.5	141.7	672.33	236.34	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
4.00	S6	3.50	478.4	456.0	205.5	850.57	321.70	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
5.00	S7	4.50	581.4	554.0	251.9	1021.67	385.27	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
7.00	S8	6.50	743.0	707.5	327.7	1248.00	492.25	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
9.50	S9	9.00	858.3	817.6	382.5	1386.0	565.38	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
11.00	S10 (Mezz)	10.50	882.3	839.8	394.0	1412.0	584.92	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
12.50	S11	12.00	858.3	817.6	382.5	1386.0	565.4	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
15.00	S12	14.50	743.0	707.5	327.7	1248.0	492.3	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
17.00	S13	16.50	581.4	554.0	251.9	1021.7	385.3	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
18.00	S14	17.50	478.4	456.0	205.5	850.6	321.7	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
19.00	S15	18.50	360.4	344.5	141.7	672.3	236.3	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
20.00	S16	19.50	227.8	218.9	74.1	413.0	156.9	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
21.00	S17	20.50	81.5	81.0	10.4	137.0	53.2	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
21.50	S18	21.00	0.0	0.0	0.0	0.0	17.4	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.00

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} + M _{rapp} [kNm]	M _{Q,tan} [kNm]	M _{Q,distr} [kNm]	N _{rd} [kN]	M _{rd} [kNm]	M _{ΔT} [kNm]	M _{cedP} [kNm]	M ⁺ _v [kNm]	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	252.0
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	57.3	23.4	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	332.7
1.00	S3	0.50	110.0	109.4	14.0	184.9	71.8	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	742.1
2.00	S4	1.50	307.5	295.5	100.0	557.6	211.9	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	1724.5
3.00	S5	2.50	486.6	465.1	191.3	907.6	319.1	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	2621.7
4.00	S6	3.50	645.8	615.5	277.5	1148.3	434.3	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	3373.3
5.00	S7	4.50	784.9	747.9	340.0	1379.3	520.1	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	4024.2
7.00	S8	6.50	1003.0	955.2	442.4	1684.8	664.5	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	5001.9
9.50	S9	9.00	1158.7	1103.8	516.3	1871.1	763.3	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	5665.3
11.00	S10 (Mezz)	10.50	1191.1	1133.8	531.9	1906.2	789.6	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	5804.6
12.50	S11	12.00	1158.7	1103.8	516.3	1871.1	763.3	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	5665.2
15.00	S12	14.50	1003.1	955.2	442.4	1684.8	664.5	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	5001.9
17.00	S13	16.50	784.9	747.9	340.0	1379.3	520.1	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	4024.2
18.00	S14	17.50	645.8	615.5	277.5	1148.3	434.3	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	3373.4
19.00	S15	18.50	486.5	465.1	191.3	907.6	319.1	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	2621.6
20.00	S16	19.50	307.5	295.5	63.5	557.6	211.9	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	1688.0
21.00	S17	20.50	110.0	109.4	14.0	184.9	71.8	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	742.1
21.50	S18	21.00	0.0	0.0	0.0	0.0	23.4	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	275.4
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	252.0	0.0	0.0	0.0	1522.8	252.0

13.2.1 Verifiche a pressoflessione per momento positivo

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle sezioni per momento positivo. Per tutte le sezioni si considera la presenza di armatura di soletta (sup - inf) $\phi 12/20\text{cm}$.

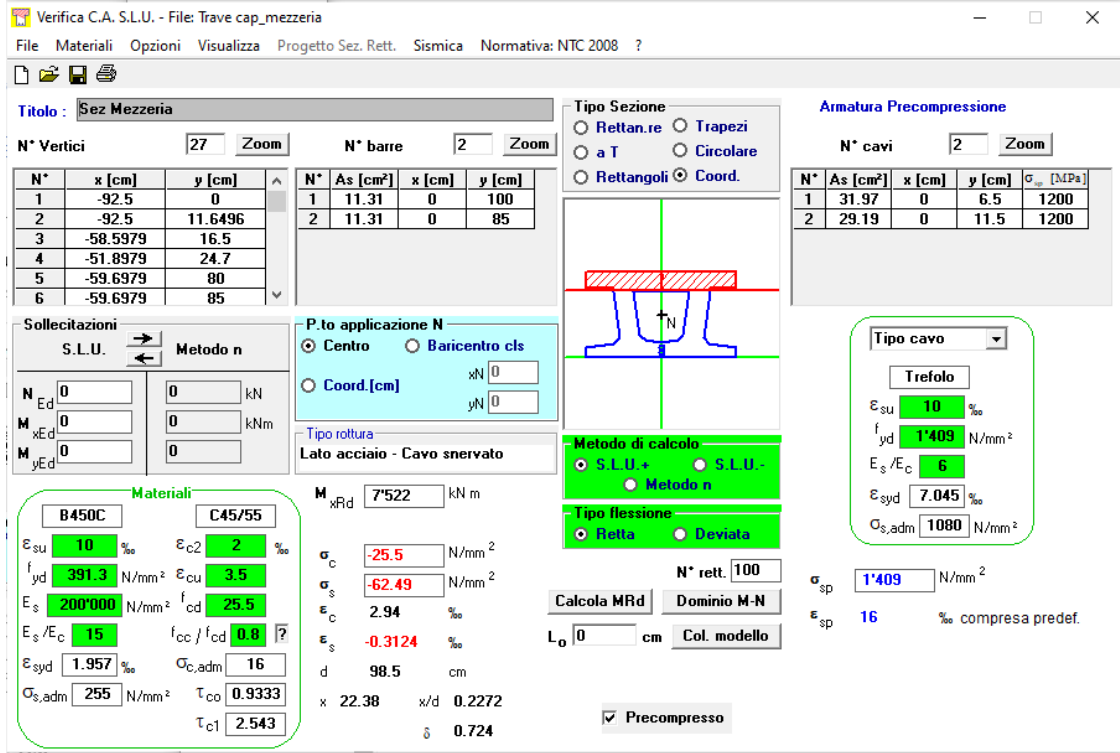


Figura 13.1 Verifica a rottura SLU sezione di mezzeria (S10)

Il momento flettente agente M_{sd} è minore del momento flettente resistente $M_{rd} \rightarrow 5804 \text{ kNm} < 7522 \text{ kNm} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

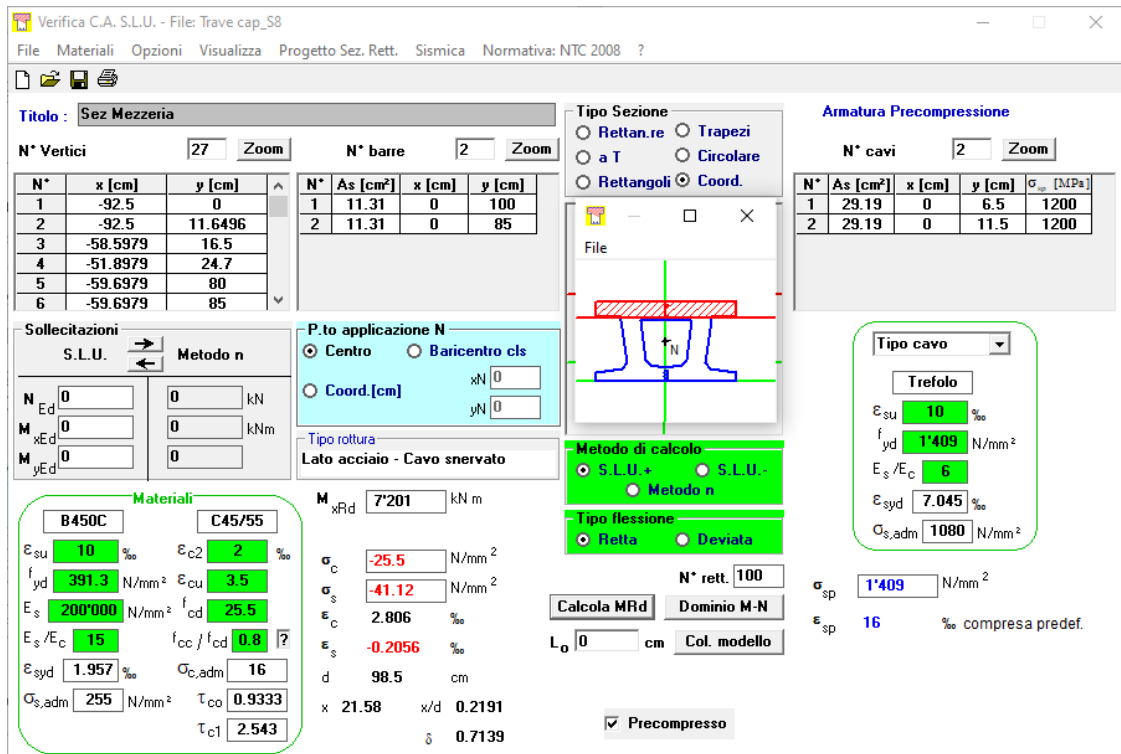


Figura 13.2 Verifica a rottura SLU sezione S8

Il momento flettente agente M_{sd} è minore del momento flettente resistente $M_{rd} \rightarrow 5000 \text{ kNm} < 7201 \text{ kNm} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

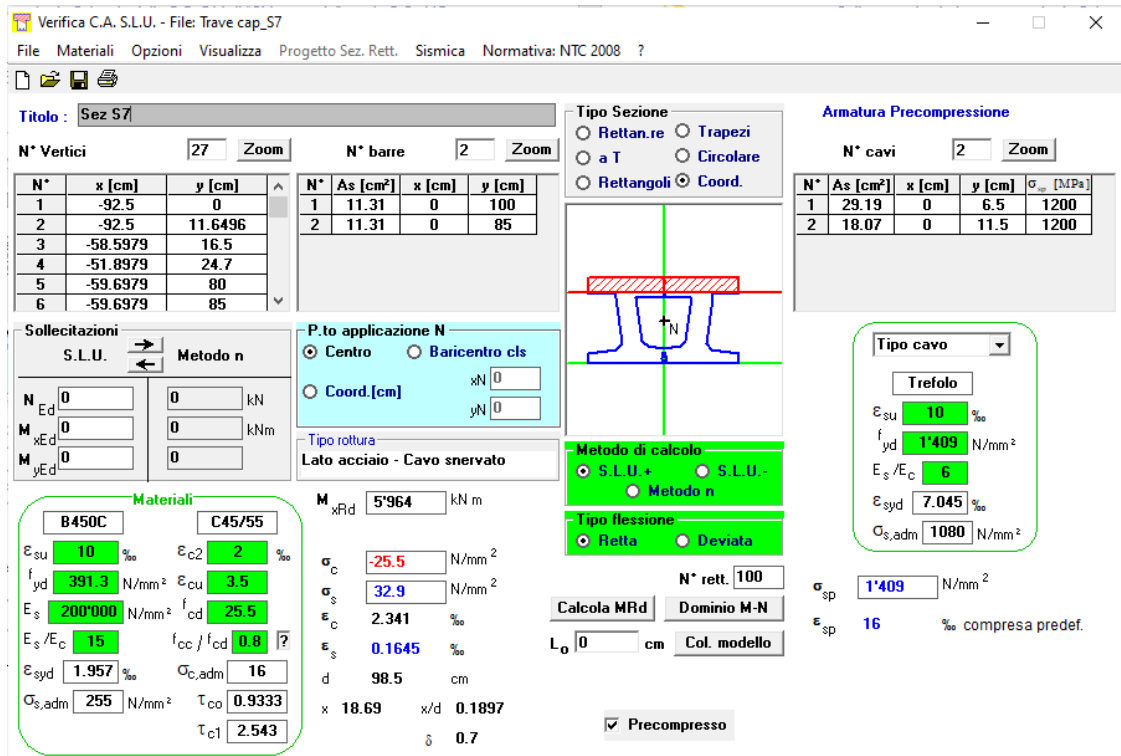


Figura 13.3 Verifica a rottura SLU sezione S7

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Il momento flettente agente M_{sd} è minore del momento flettente resistente $M_{rd} \rightarrow 4024 \text{ kNm} < 5964 \text{ kNm} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

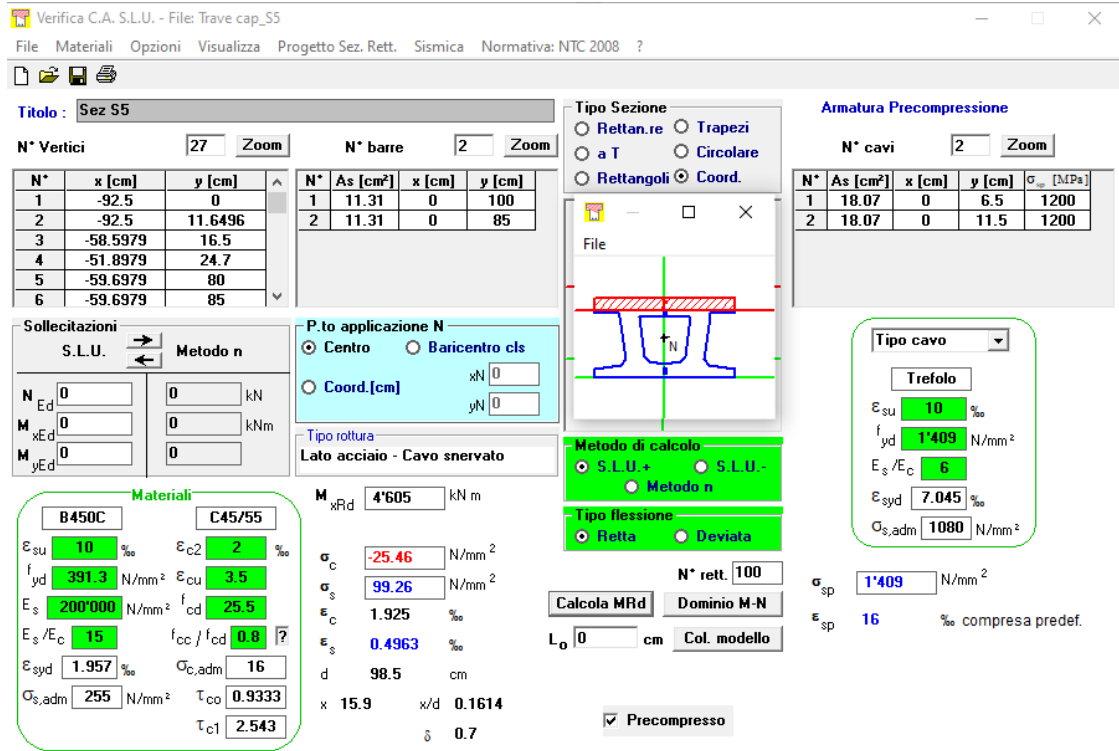


Figura 13.4 Verifica a rottura SLU sezione S5

Il momento flettente agente M_{sd} è minore del momento flettente resistente $M_{rd} \rightarrow 2621 \text{ kNm} < 4605 \text{ kNm} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

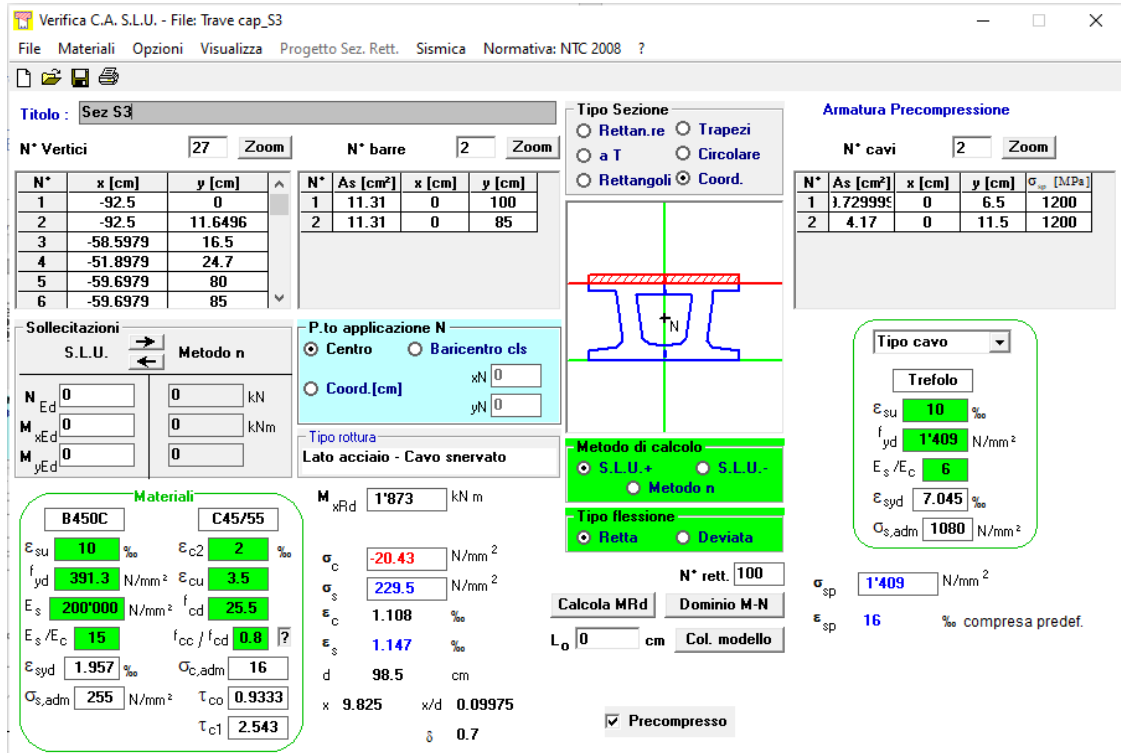


Figura 13.5 Verifica a rottura SLU sezione S3

Il momento flettente agente M_{sd} è minore del momento flettente resistente $M_{rd} \rightarrow 742 \text{ kNm} < 1873 \text{ kNm} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

13.3 VERIFICHE ALLO SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI E TORCENTI

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle sezioni a taglio e taglio – torsione.

VERIFICHE ALLO SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI E TORCENTI	
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
$f_{ywd} =$	391.30 resistenza di calcolo delle armature a taglio
$n_w =$	2.00 numero delle anime della sezione
$u_m =$	3.39 perimetro medio del nucleo resistente
$f'_{cd} =$	9.41 resistenza di calcolo a compressione del cls riempimento

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Caratteristiche travi e armature a taglio - Singola nervatura trave												
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	ctgθ	σ _{cp} [MPa]	α _c	b _w [cm]	bracci	φ [mm]	p [cm]	A _{sw/s} [cm ² /m]	d [cm]	Ω [m ²]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	2.00	0.00	1.00	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
0.50	S2	0.00	2.00	0.00	1.00	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
1.00	S3	0.50	2.00	3.05	1.12	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
2.00	S4	1.50	2.00	6.94	1.25	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
3.00	S5	2.50	2.00	6.85	1.25	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
4.00	S6	3.50	2.00	8.44	1.25	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
5.00	S7	4.50	2.00	8.26	1.25	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
7.00	S8	6.50	2.00	8.89	1.25	25.00	2	12	20	11.31	105	0.714
9.50	S9	9.00	2.00	9.35	1.25	25.00	2	12	20	11.31	105	0.714
11.00	S10(Mezz)	10.50	2.00	9.38	1.25	25.00	2	12	20	11.31	105	0.714
12.50	S11	12.00	2.00	9.35	1.25	25.00	2	12	20	11.31	105	0.714
15.00	S12	14.50	2.00	8.89	1.25	25.00	2	12	20	11.31	105	0.714
17.00	S13	16.50	2.00	8.26	1.25	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
18.00	S14	17.50	2.00	8.44	1.25	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
19.00	S15	18.50	2.00	6.85	1.25	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
20.00	S16	19.50	2.00	6.94	1.25	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
21.00	S17	20.50	2.00	3.05	1.12	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
21.50	S18	21.00	2.00	0.00	1.00	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714
22.00	S19 (SP2)	21.50	2.00	0.00	1.00	25.00	2	16	20	20.11	105	0.714

Verifica sezioni - Valori caratteristici di sollecitazione								
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	V _{G0} [kN]	V _{G1} [kN]	V _{G2} [kN]	V _{Q,tan} [kN]	V _{Q,distr} [kN]	V _{vis} [kN]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.00	0.00		0.00		0.00
0.50	S2	0.00	163.00	154.20	85.77	278.81	99.35	0.00
1.00	S3	0.50	79.01	146.85	80.28	278.81	99.35	0.00
2.00	S4	1.50	139.02	131.85	69.09	278.81	99.14	0.00
3.00	S5	2.50	126.65	120.04	63.32	234.83	77.15	0.00
4.00	S6	3.50	110.57	105.04	52.13	234.83	77.15	0.00
5.00	S7	4.50	97.21	92.15	48.41	202.49	62.24	0.00
7.00	S8	6.50	66.74	63.19	34.21	177.19	49.68	0.00
9.50	S9	9.00	27.41	25.92	14.61	154.20	37.81	0.00
11.00	S10(Mezz)	10.50	0.00	0.00	0.00	154.20	37.81	0.00
12.50	S11	12.00	27.41	25.92	14.61	124.20	37.81	0.00
15.00	S12	14.50	66.74	63.19	34.21	177.19	49.68	0.00
17.00	S13	16.50	97.21	92.15	48.41	202.49	62.24	0.00
18.00	S14	17.50	110.57	105.04	52.13	234.83	77.15	0.00
19.00	S15	18.50	126.65	120.04	63.32	234.83	77.15	0.00
20.00	S16	19.50	139.02	131.85	69.09	278.81	99.14	0.00
21.00	S17	20.50	79.01	146.85	80.28	278.81	99.35	0.00
21.50	S18	21.00	163.00	154.20	85.77	278.81	99.35	0.00
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Coeff. SLU		1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Verifica sezioni - Valori sollecitazioni allo SLU													
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	V _{G0} [kN]	V _{G1} [kN]	V _{G2} [kN]	V _{rapp} [kN]	V _{Q,tan} [kN]	V _{Q,distr} [kN]	V _{rd} [kN]	V _{ΔT} [kN]	V _{cedP} [kN]	V _{vis} [kN]	V _{Ed} [kN]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	S2	0.00	220.05	208.17	115.79	0.00	376.39	134.12	0.00	0.00	0.00	0.00	1054.53
1.00	S3	0.50	106.66	198.25	108.38	0.00	376.39	134.12	0.00	0.00	0.00	0.00	923.81
2.00	S4	1.50	187.68	178.00	93.27	0.00	376.39	133.84	0.00	0.00	0.00	0.00	969.18
3.00	S5	2.50	170.98	162.05	85.48	0.00	317.02	104.15	0.00	0.00	0.00	0.00	839.69
4.00	S6	3.50	149.27	141.80	70.38	0.00	317.02	104.15	0.00	0.00	0.00	0.00	782.62
5.00	S7	4.50	131.23	124.40	65.35	0.00	273.36	84.02	0.00	0.00	0.00	0.00	678.38
7.00	S8	6.50	90.10	85.31	46.18	0.00	239.21	67.07	0.00	0.00	0.00	0.00	527.86
9.50	S9	9.00	37.00	34.99	19.72	0.00	208.17	51.04	0.00	0.00	0.00	0.00	350.93
11.00	S10(Mezz)	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00	208.17	51.04	0.00	0.00	0.00	0.00	259.21
12.50	S11	12.00	37.00	34.99	19.72	0.00	167.67	51.04	0.00	0.00	0.00	0.00	310.43
15.00	S12	14.50	90.10	85.31	46.18	0.00	239.21	67.07	0.00	0.00	0.00	0.00	527.86
17.00	S13	16.50	131.23	124.40	65.35	0.00	273.36	84.02	0.00	0.00	0.00	0.00	678.38
18.00	S14	17.50	149.27	141.80	70.38	0.00	317.02	104.15	0.00	0.00	0.00	0.00	782.62
19.00	S15	18.50	170.98	162.05	85.48	0.00	317.02	104.15	0.00	0.00	0.00	0.00	839.69
20.00	S16	19.50	187.68	178.00	93.27	0.00	376.39	133.84	0.00	0.00	0.00	0.00	969.18
21.00	S17	20.50	106.66	198.25	108.38	0.00	376.39	134.12	0.00	0.00	0.00	0.00	923.81
21.50	S18	21.00	220.05	208.17	115.79	0.00	376.39	134.12	0.00	0.00	0.00	0.00	1054.53
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	z [cm]	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	V _{Ed} [kN]	V _{Ed} /V _{Rd}
0.00	S1 (SP1)	-0.50	94.50	2444.56	2973.97	2444.56	0.00	0.00
0.50	S2	0.00	94.50	2444.56	2973.97	2444.56	1054.53	0.43
1.00	S3	0.50	94.50	2732.65	2973.97	2732.65	923.81	0.34
2.00	S4	1.50	94.50	3055.70	2973.97	2973.97	969.18	0.33
3.00	S5	2.50	94.50	3055.70	2973.97	2973.97	839.69	0.28
4.00	S6	3.50	94.50	3055.70	2973.97	2973.97	782.62	0.26
5.00	S7	4.50	94.50	3055.70	2973.97	2973.97	678.38	0.23
7.00	S8	6.50	94.50	3055.70	1672.86	1672.86	527.86	0.32
9.50	S9	9.00	94.50	3055.70	1672.86	1672.86	350.93	0.21
11.00	S10(Mezz)	10.50	94.50	3055.70	1672.86	1672.86	259.21	0.15
12.50	S11	12.00	94.50	3055.70	1672.86	1672.86	310.43	0.19
15.00	S12	14.50	94.50	3055.70	1672.86	1672.86	527.86	0.32
17.00	S13	16.50	94.50	3055.70	2973.97	2973.97	678.38	0.23
18.00	S14	17.50	94.50	3055.70	2973.97	2973.97	782.62	0.26
19.00	S15	18.50	94.50	3055.70	2973.97	2973.97	839.69	0.28
20.00	S16	19.50	94.50	3055.70	2973.97	2973.97	969.18	0.33
21.00	S17	20.50	94.50	2732.65	2973.97	2732.65	923.81	0.34
21.50	S18	21.00	94.50	2444.56	2973.97	2444.56	1054.53	0.43
22.00	S19 (SP2)	21.50	94.50	2444.56	2973.97	2444.56	0.00	0.00

Le verifiche a taglio sono soddisfatte in tutte le sezioni.

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Calcolo della tensione tangenziale dovuta allo scorrimento									
$x_{\text{test.trave}}$ [m]	Sez.	$x_{\text{asse pila}}$ [m]	V_{scorr} [kN]	A_{sol} [m ²]	$d_{\text{Gsol,0}}$ [m]	S_{sol} [m ³]	I_0 [m ⁴]	$2 \times b_{\text{sol}}$ [m]	τ_{VEd} [MPa]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.00	0.463	0.371	0.17163	0.15310	0.50	0.00
0.50	S2	0.00	626.31	0.463	0.369	0.17077	0.15579	0.50	1.37
1.00	S3	0.50	618.89	0.463	0.369	0.17077	0.15579	0.50	1.36
2.00	S4	1.50	603.50	0.463	0.373	0.17262	0.15783	0.50	1.32
3.00	S5	2.50	506.66	0.463	0.373	0.17262	0.15783	0.50	1.11
4.00	S6	3.50	491.55	0.463	0.378	0.17467	0.15780	0.50	1.09
5.00	S7	4.50	422.74	0.463	0.378	0.17467	0.15780	0.50	0.94
7.00	S8	6.50	352.46	0.463	0.382	0.17648	0.15806	0.50	0.79
9.50	S9	9.00	278.94	0.463	0.382	0.17672	0.15833	0.50	0.62
11.00	S10 (Mezz)	10.50	259.21	0.463	0.382	0.17672	0.15833	0.50	0.58
12.50	S11	12.00	238.44	0.463	0.382	0.17672	0.15833	0.50	0.53
15.00	S12	14.50	352.46	0.463	0.382	0.17648	0.15806	0.50	0.79
17.00	S13	16.50	422.74	0.463	0.378	0.17467	0.15780	0.50	0.94
18.00	S14	17.50	491.55	0.463	0.378	0.17467	0.15780	0.50	1.09
19.00	S15	18.50	506.66	0.463	0.373	0.17262	0.15783	0.50	1.11
20.00	S16	19.50	603.50	0.463	0.373	0.17262	0.15783	0.50	1.32
21.00	S17	20.50	618.89	0.463	0.369	0.17077	0.15579	0.50	1.36
21.50	S18	21.00	626.31	0.463	0.369	0.17077	0.15579	0.50	1.37
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.00	0.463	0.373	0.17258	0.15413	0.50	0.00

Calcolo della tensione tangenziale dovuta alla torsione						
$x_{\text{test.trave}}$ [m]	Sez.	$x_{\text{asse pila}}$ [m]	M_{tors} [kNm]	Ω [m ²]	h_{sol} [m]	τ_{VEd} [MPa]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.00	0.714	0.250	0.00
0.50	S2	0.00	285.65	0.714	0.250	0.80
1.00	S3	0.50	285.65	0.714	0.250	0.80
2.00	S4	1.50	285.62	0.714	0.250	0.80
3.00	S5	2.50	281.45	0.714	0.250	0.79
4.00	S6	3.50	281.45	0.714	0.250	0.79
5.00	S7	4.50	250.75	0.714	0.250	0.70
7.00	S8	6.50	226.95	0.714	0.250	0.64
9.50	S9	9.00	217.57	0.714	0.250	0.61
11.00	S10 (Mezz)	10.50	217.57	0.714	0.250	0.61
12.50	S11	12.00	222.90	0.714	0.250	0.62
15.00	S12	14.50	241.22	0.714	0.250	0.68
17.00	S13	16.50	270.42	0.714	0.250	0.76
18.00	S14	17.50	297.63	0.714	0.250	0.83
19.00	S15	18.50	297.63	0.714	0.250	0.83
20.00	S16	19.50	298.17	0.714	0.250	0.84
21.00	S17	20.50	298.20	0.714	0.250	0.84
21.50	S18	21.00	298.20	0.714	0.250	0.84
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.00	0.714	0.250	0.00

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Calcolo della tensione tangenziale ultima di contatto per ciascuna anima																
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	b _{sol} [cm]	A _{sup} [cm ² /m]	bracci [-]	φ ₁ [mm]	p ₁ [cm]	A _{conn} [cm ² /m]	ρ [adim]	α [°]	sen α [adim]	cos α [adim]	σ _n [MPa]	τ _{Rd} [MPa]	τ _{Ed} [MPa]	τ _{Ed} /τ _{Rd} [adim]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	0.00	0.00
0.50	S2	0.00	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	2.17	0.91
1.00	S3	0.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	2.16	0.90
2.00	S4	1.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	2.12	0.89
3.00	S5	2.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	1.90	0.79
4.00	S6	3.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	1.88	0.78
5.00	S7	4.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	1.64	0.68
7.00	S8	6.50	25.00	2500	2	12	20	11.31	0.00452	90	1.00	0.00	0.0	1.57	1.42	0.91
9.50	S9	9.00	25.00	2500	2	12	20	11.31	0.00452	90	1.00	0.00	0.0	1.57	1.23	0.79
11.00	S10(Mezz)	10.50	25.00	2500	2	12	20	11.31	0.00452	90	1.00	0.00	0.0	1.57	1.19	0.76
12.50	S11	12.00	25.00	2500	2	12	20	11.31	0.00452	90	1.00	0.00	0.0	1.57	1.16	0.74
15.00	S12	14.50	25.00	2500	2	12	20	11.31	0.00452	90	1.00	0.00	0.0	1.57	1.46	0.93
17.00	S13	16.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	1.69	0.71
18.00	S14	17.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	1.92	0.80
19.00	S15	18.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	1.94	0.81
20.00	S16	19.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	2.16	0.90
21.00	S17	20.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	2.19	0.92
21.50	S18	21.00	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	2.21	0.92
22.00	S19 (SP2)	21.50	25.00	2500	2	16	20	20.11	0.00804	90	1.00	0.00	0.0	2.39	0.00	0.00
		b _{sol} =	Larghezza di contatto, per ciascuna anima													
		A _{sup} =	Area di contatto per metro di lunghezza, per ciascuna anima													
		A _{conn} =	Area dei connettori adottati, per metro di lunghezza													
		ρ =	rapporto A _{conn} /A _{sup}													
		α =	Angolo medio dei connettori rispetto la superficie di contatto													
		σ _n =	Tensione normale all'interfaccia													
		τ _{Rd} =	Tensione tangenziale ultima di contatto													

Le verifiche a scorrimento (verifica delle tensioni ultime di contatto) sono soddisfatte in tutte le sezioni.

A.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Si verifica:

Combinazione rara:

$$\sigma_c < 0.6 f_{ck} = \sigma_c < 19.92 \text{ MPa (soletta); } \sigma_c < 27.39 \text{ Mpa (trave);}$$

$$\sigma_{tc} < 3.19 \text{ MPa (trave)}$$

Combinazione quasi permanente:

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

$$\sigma_t < f_{ct}/1.2 = \sigma_t < 2.58 \text{ MPa (soletta, se maggiore verifica a}$$

$$\text{fessurazione)}$$

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

Combinazione frequente:

$$\sigma_t < f_{ct}/1.2 = \sigma_t < 2.58 \text{ MPa (soletta, se maggiore verifica a}$$

$$\text{fessurazione)}$$

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

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

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

SLE - 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} + M _{Rapp} [kNm]	N _{p,fin} [kN]	M _{p,fin} [kNm]	N _{rd} [kN]	M _{rd} [kNm]	M _{Q,tan} [kNm]	M _{Q,distr} [kNm]	M ⁺ _v [kNm]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	42.4	17.4	0.0
1.00	S3	0.50	81.5	81.0	10.4	1989.4	-37.5	1269.0	210.0	137.0	53.2	0.0
2.00	S4	1.50	227.8	218.9	74.1	4594.8	-492.6	1269.0	210.0	413.0	156.9	0.0
3.00	S5	2.50	360.4	344.5	141.7	4537.9	-486.5	1269.0	210.0	672.3	236.3	0.0
4.00	S6	3.50	478.4	456.0	205.5	5629.0	-726.1	1269.0	210.0	850.6	321.7	0.0
5.00	S7	4.50	581.4	554.0	251.9	5511.7	-711.0	1269.0	210.0	1021.7	385.3	0.0
7.00	S8	6.50	743.0	707.5	327.7	5950.4	-1123.3	1269.0	210.0	1248.0	492.3	0.0
9.50	S9	9.00	858.3	817.6	382.5	6270.1	-1188.4	1269.0	210.0	1386.0	565.4	0.0
11.00	S10 (Mezz)	10.50	882.3	839.8	394.0	6289.2	-1192.0	1269.0	210.0	1412.0	584.9	0.0
12.50	S11	12.00	858.3	817.6	382.5	6270.1	-1188.4	1269.0	210.0	1386.0	565.4	0.0
15.00	S12	14.50	743.0	707.5	327.7	5950.4	-1123.3	1269.0	210.0	1248.0	492.3	0.0
17.00	S13	16.50	581.4	554.0	251.9	5511.7	-711.0	1269.0	210.0	1021.7	385.3	0.0
18.00	S14	17.50	478.4	456.0	205.5	5629.0	-726.1	1269.0	210.0	850.6	321.7	0.0
19.00	S15	18.50	360.4	344.5	141.7	4537.9	-486.5	1269.0	210.0	672.3	236.3	0.0
20.00	S16	19.50	227.8	218.9	74.1	4592.9	-492.4	1269.0	210.0	413.0	156.9	0.0
21.00	S17	20.50	81.5	81.0	10.4	1989.4	-37.5	1269.0	210.0	137.0	53.2	0.0
21.50	S18	21.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	17.4	0.0
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0

13.4.1 Verifiche in combinazione frequente

Verifica sezioni a momento positivo - Valori di sollecitazione in combinazione frequente												
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	M _{G0} [kNm]	M _{G1} [kNm]	M _{G2} + M _{Rapp} [kNm]	N _{p,fin} [kN]	M _{p,fin} [kNm]	N _{rd} [kN]	M _{rd} [kNm]	M _{Q,tan} [kNm]	M _{Q,distr} [kNm]	M ⁺ _v [kNm]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	31.8	6.9	0.0
1.00	S3	0.50	81.5	81.0	10.4	1989.4	-37.5	1269.0	210.0	102.7	21.3	0.0
2.00	S4	1.50	227.8	218.9	74.1	4594.8	-492.6	1269.0	210.0	309.8	62.8	0.0
3.00	S5	2.50	360.4	344.5	141.7	4537.9	-486.5	1269.0	210.0	504.2	94.5	0.0
4.00	S6	3.50	478.4	456.0	205.5	5629.0	-726.1	1269.0	210.0	637.9	128.7	0.0
5.00	S7	4.50	581.4	554.0	251.9	5511.7	-711.0	1269.0	210.0	766.3	154.1	0.0
7.00	S8	6.50	743.0	707.5	327.7	5950.4	-1123.3	1269.0	210.0	936.0	196.9	0.0
9.50	S9	9.00	858.3	817.6	382.5	6270.1	-1188.4	1269.0	210.0	1039.5	226.2	0.0
11.00	S10 (Mezz)	10.50	882.3	839.8	394.0	6289.2	-1192.0	1269.0	210.0	1059.0	234.0	0.0
12.50	S11	12.00	858.3	817.6	382.5	6270.1	-1188.4	1269.0	210.0	1039.5	226.2	0.0
15.00	S12	14.50	743.0	707.5	327.7	5950.4	-1123.3	1269.0	210.0	936.0	196.9	0.0
17.00	S13	16.50	581.4	554.0	251.9	5511.7	-711.0	1269.0	210.0	766.3	154.1	0.0
18.00	S14	17.50	478.4	456.0	205.5	5629.0	-726.1	1269.0	210.0	637.9	128.7	0.0
19.00	S15	18.50	360.4	344.5	141.7	4537.9	-486.5	1269.0	210.0	504.2	94.5	0.0
20.00	S16	19.50	227.8	218.9	74.1	4592.9	-492.4	1269.0	210.0	309.8	62.8	0.0
21.00	S17	20.50	81.5	81.0	10.4	1989.4	-37.5	1269.0	210.0	102.7	21.3	0.0
21.50	S18	21.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	6.9	0.0
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Verifica sezioni a momento positivo combinazione frequente																
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	Tensioni prima e seconda fase				Tensioni terza fase				Tensioni finali					
			$\sigma_{ss,freq.}$ [MPa]	$\sigma_{si,freq.}$ [MPa]	$\sigma_{ts,freq.}$ [MPa]	$\sigma_{ti,freq.}$ [MPa]	N ^{3f} _{freq.} [kN]	M ^{3f} _{freq.} [kNm]	$\sigma_{ss,freq.}$ [MPa]	$\sigma_{si,freq.}$ [MPa]	$\sigma_{ts,freq.}$ [MPa]	$\sigma_{ti,freq.}$ [MPa]	$\sigma_{ss,freq.}$ [MPa]	$\sigma_{si,freq.}$ [MPa]	$\sigma_{ts,freq.}$ [MPa]	$\sigma_{ti,freq.}$ [MPa]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	-0.01	-0.08	-0.18	-0.46	1269.0	210.0	-0.68	-1.00	1.51	0.41	-0.69	-1.08	1.32	-0.05
0.50	S2	0.00	-0.01	-0.10	1.34	1.49	1269.0	248.8	-0.60	-0.97	1.54	0.27	-0.61	-1.07	2.88	1.76
1.00	S3	0.50	0.01	-0.13	5.08	2.04	1269.0	334.0	-0.35	-0.84	1.68	-0.04	-0.34	-0.98	6.75	2.01
2.00	S4	1.50	0.33	-0.11	6.28	7.59	1269.0	582.5	0.36	-0.49	2.06	-0.89	0.70	-0.60	8.34	6.70
3.00	S5	2.50	0.55	-0.04	9.89	5.28	1269.0	808.8	1.02	-0.16	2.42	-1.68	1.57	-0.20	12.30	3.60
4.00	S6	3.50	0.82	0.05	11.08	7.21	1269.0	976.6	1.54	0.11	2.71	-2.24	2.35	0.15	13.79	4.97
5.00	S7	4.50	0.99	0.07	13.85	5.28	1269.0	1130.4	1.99	0.33	2.95	-2.78	2.98	0.41	16.80	2.51
7.00	S8	6.50	1.40	0.27	12.12	7.22	1269.0	1342.9	2.64	0.68	3.33	-3.47	4.04	0.95	15.45	3.75
9.50	S9	9.00	1.56	0.36	14.84	6.43	1269.0	1475.7	3.03	0.88	3.54	-3.91	4.59	1.24	18.38	2.51
11.00	S10 (Mezz)	10.50	1.59	0.38	15.49	6.09	1269.0	1503.0	3.11	0.92	3.59	-4.01	4.70	1.30	19.08	2.08
12.50	S11	12.00	1.56	0.36	14.84	6.43	1269.0	1475.7	3.03	0.88	3.54	-3.91	4.59	1.24	18.38	2.51
15.00	S12	14.50	1.40	0.27	12.13	7.22	1269.0	1342.9	2.64	0.68	3.33	-3.47	4.04	0.95	15.45	3.75
17.00	S13	16.50	0.99	0.07	13.85	5.28	1269.0	1130.4	1.99	0.33	2.95	-2.78	2.98	0.41	16.80	2.51
18.00	S14	17.50	0.82	0.05	11.08	7.21	1269.0	976.6	1.54	0.11	2.71	-2.24	2.35	0.15	13.79	4.97
19.00	S15	18.50	0.55	-0.04	9.89	5.28	1269.0	808.8	1.02	-0.16	2.42	-1.68	1.57	-0.20	12.30	3.60
20.00	S16	19.50	0.26	-0.15	6.24	7.68	1269.0	582.5	0.36	-0.49	2.06	-0.89	0.62	-0.64	8.30	6.79
21.00	S17	20.50	0.01	-0.13	5.08	2.04	1269.0	334.0	-0.35	-0.84	1.68	-0.04	-0.34	-0.98	6.75	2.01
21.50	S18	21.00	-0.01	-0.10	1.34	1.49	1269.0	216.9	-0.69	-1.01	1.49	0.38	-0.70	-1.11	2.83	1.87
22.00	S19 (SP2)	21.50	-0.01	-0.08	-0.18	-0.46	1269.0	210.0	-0.69	-1.00	1.50	0.41	-0.70	-1.08	1.32	-0.05

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.

13.4.2 Verifiche in combinazione quasi permanente

Verifica sezioni a momento positivo - Valori di sollecitazione in combinazione quasi permanente												
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	M _{G0} [kNm]	M _{G1} [kNm]	M _{G2} + M _{Rapp} [kNm]	N _{p,fin} [kN]	M _{p,fin} [kNm]	N _{rd} [kN]	M _{rd} [kNm]	M _{Q,tan} [kNm]	M _{Q,distr} [kNm]	M ⁺ _v [kNm]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
1.00	S3	0.50	81.5	81.0	10.4	1989.4	-37.5	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
2.00	S4	1.50	227.8	218.9	74.1	4594.8	-492.6	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
3.00	S5	2.50	360.4	344.5	141.7	4537.9	-486.5	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
4.00	S6	3.50	478.4	456.0	205.5	5629.0	-726.1	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
5.00	S7	4.50	581.4	554.0	251.9	5511.7	-711.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
7.00	S8	6.50	743.0	707.5	327.7	5950.4	-1123.3	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
9.50	S9	9.00	858.3	817.6	382.5	6270.1	-1188.4	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
11.00	S10 (Mezz)	10.50	882.3	839.8	394.0	6289.2	-1192.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
12.50	S11	12.00	858.3	817.6	382.5	6270.1	-1188.4	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
15.00	S12	14.50	743.0	707.5	327.7	5950.4	-1123.3	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
17.00	S13	16.50	581.4	554.0	251.9	5511.7	-711.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
18.00	S14	17.50	478.4	456.0	205.5	5629.0	-726.1	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
19.00	S15	18.50	360.4	344.5	141.7	4537.9	-486.5	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
20.00	S16	19.50	227.8	218.9	74.1	4592.9	-492.4	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
21.00	S17	20.50	81.5	81.0	10.4	1989.4	-37.5	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
21.50	S18	21.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Verifica sezioni a momento positivo combinazione quasi permanente																
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [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]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	-0.01	-0.08	-0.18	-0.46	1269.0	210.0	-0.68	-1.00	1.51	0.41	-0.69	-1.08	1.32	-0.05
0.50	S2	0.00	-0.01	-0.10	1.34	1.49	1269.0	210.0	-0.71	-1.02	1.48	0.40	-0.73	-1.12	2.82	1.89
1.00	S3	0.50	0.01	-0.13	5.08	2.04	1269.0	210.0	-0.71	-1.02	1.48	0.40	-0.70	-1.16	6.56	2.45
2.00	S4	1.50	0.33	-0.11	6.28	7.59	1269.0	210.0	-0.73	-1.03	1.47	0.41	-0.39	-1.14	7.75	8.00
3.00	S5	2.50	0.55	-0.04	9.89	5.28	1269.0	210.0	-0.73	-1.03	1.47	0.41	-0.18	-1.07	11.36	5.69
4.00	S6	3.50	0.82	0.05	11.08	7.21	1269.0	210.0	-0.72	-1.03	1.48	0.42	0.10	-0.98	12.56	7.63
5.00	S7	4.50	0.99	0.07	13.85	5.28	1269.0	210.0	-0.72	-1.03	1.48	0.42	0.27	-0.96	15.33	5.70
7.00	S8	6.50	1.40	0.27	12.12	7.22	1269.0	210.0	-0.71	-1.02	1.49	0.43	0.69	-0.75	13.61	7.65
9.50	S9	9.00	1.56	0.36	14.84	6.43	1269.0	210.0	-0.71	-1.02	1.49	0.43	0.84	-0.66	16.33	6.85
11.00	S10 (Mezz)	10.50	1.59	0.38	15.49	6.09	1269.0	210.0	-0.71	-1.02	1.49	0.43	0.87	-0.64	16.98	6.51
12.50	S11	12.00	1.56	0.36	14.84	6.43	1269.0	210.0	-0.71	-1.02	1.49	0.43	0.84	-0.66	16.33	6.85
15.00	S12	14.50	1.40	0.27	12.13	7.22	1269.0	210.0	-0.71	-1.02	1.49	0.43	0.69	-0.75	13.61	7.65
17.00	S13	16.50	0.99	0.07	13.85	5.28	1269.0	210.0	-0.72	-1.03	1.48	0.42	0.27	-0.96	15.33	5.70
18.00	S14	17.50	0.82	0.05	11.08	7.21	1269.0	210.0	-0.72	-1.03	1.48	0.42	0.10	-0.98	12.56	7.63
19.00	S15	18.50	0.55	-0.04	9.89	5.28	1269.0	210.0	-0.73	-1.03	1.47	0.41	-0.18	-1.07	11.36	5.69
20.00	S16	19.50	0.26	-0.15	6.24	7.68	1269.0	210.0	-0.73	-1.03	1.47	0.41	-0.47	-1.18	7.71	8.09
21.00	S17	20.50	0.01	-0.13	5.08	2.04	1269.0	210.0	-0.71	-1.02	1.48	0.40	-0.70	-1.16	6.56	2.45
21.50	S18	21.00	-0.01	-0.10	1.34	1.49	1269.0	210.0	-0.71	-1.02	1.48	0.40	-0.73	-1.12	2.82	1.89
22.00	S19 (SP2)	21.50	-0.01	-0.08	-0.18	-0.46	1269.0	210.0	-0.69	-1.00	1.50	0.41	-0.70	-1.08	1.32	-0.05

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.

13.4.3 Verifiche in combinazione rara

Verifica sezioni a momento positivo - Valori di sollecitazione in combinazione rara												
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [m]	M _{G0} [kNm]	M _{G1} [kNm]	M _{G2} + M _{Rapp} [kNm]	N _{p,fin} [kN]	M _{p,fin} [kNm]	N _{rd} [kN]	M _{rd} [kNm]	M _{Q,tan} [kNm]	M _{Q,distr} [kNm]	M ⁺ _v [kNm]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0
0.50	S2	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	42.4	17.4	0.0
1.00	S3	0.50	81.5	81.0	10.4	1989.4	-37.5	1269.0	210.0	137.0	53.2	0.0
2.00	S4	1.50	227.8	218.9	74.1	4594.8	-492.6	1269.0	210.0	413.0	156.9	0.0
3.00	S5	2.50	360.4	344.5	141.7	4537.9	-486.5	1269.0	210.0	672.3	236.3	0.0
4.00	S6	3.50	478.4	456.0	205.5	5629.0	-726.1	1269.0	210.0	850.6	321.7	0.0
5.00	S7	4.50	581.4	554.0	251.9	5511.7	-711.0	1269.0	210.0	1021.7	385.3	0.0
7.00	S8	6.50	743.0	707.5	327.7	5950.4	-1123.3	1269.0	210.0	1248.0	492.3	0.0
9.50	S9	9.00	858.3	817.6	382.5	6270.1	-1188.4	1269.0	210.0	1386.0	565.4	0.0
11.00	S10 (Mezz)	10.50	882.3	839.8	394.0	6289.2	-1192.0	1269.0	210.0	1412.0	584.9	0.0
12.50	S11	12.00	858.3	817.6	382.5	6270.1	-1188.4	1269.0	210.0	1386.0	565.4	0.0
15.00	S12	14.50	743.0	707.5	327.7	5950.4	-1123.3	1269.0	210.0	1248.0	492.3	0.0
17.00	S13	16.50	581.4	554.0	251.9	5511.7	-711.0	1269.0	210.0	1021.7	385.3	0.0
18.00	S14	17.50	478.4	456.0	205.5	5629.0	-726.1	1269.0	210.0	850.6	321.7	0.0
19.00	S15	18.50	360.4	344.5	141.7	4537.9	-486.5	1269.0	210.0	672.3	236.3	0.0
20.00	S16	19.50	227.8	218.9	74.1	4592.9	-492.4	1269.0	210.0	413.0	156.9	0.0
21.00	S17	20.50	81.5	81.0	10.4	1989.4	-37.5	1269.0	210.0	137.0	53.2	0.0
21.50	S18	21.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	17.4	0.0
22.00	S19 (SP2)	21.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1269.0	210.0	0.0	0.0	0.0

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Verifica sezioni a momento positivo combinazione rara																
X _{test.trave} [m]	Sez.	X _{asse pila} [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 ^{3f} _{rara} [kN]	M ^{3f} _{rara} [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]
0.00	S1 (SP1)	-0.50	-0.01	-0.08	-0.18	-0.46	1269.0	210.0	-0.68	-1.00	1.51	0.41	-0.69	-1.08	1.32	-0.05
0.50	S2	0.00	-0.01	-0.10	1.34	1.49	1269.0	269.8	-0.54	-0.94	1.58	0.19	-0.55	-1.04	2.92	1.68
1.00	S3	0.50	0.01	-0.13	5.08	2.04	1269.0	400.2	-0.16	-0.75	1.78	-0.27	-0.14	-0.88	6.86	1.77
2.00	S4	1.50	0.33	-0.11	6.28	7.59	1269.0	780.0	0.94	-0.20	2.37	-1.58	1.27	-0.31	8.65	6.01
3.00	S5	2.50	0.55	-0.04	9.89	5.28	1269.0	1118.7	1.92	0.29	2.90	-2.77	2.47	0.25	12.79	2.52
4.00	S6	3.50	0.82	0.05	11.08	7.21	1269.0	1382.3	2.73	0.71	3.36	-3.65	3.55	0.75	14.44	3.56
5.00	S7	4.50	0.99	0.07	13.85	5.28	1269.0	1616.9	3.42	1.05	3.73	-4.46	4.41	1.13	17.58	0.82
7.00	S8	6.50	1.40	0.27	12.12	7.22	1269.0	1950.3	4.44	1.59	4.31	-5.56	5.84	1.86	16.44	1.66
9.50	S9	9.00	1.56	0.36	14.84	6.43	1269.0	2161.4	5.06	1.91	4.66	-6.26	6.62	2.27	19.50	0.16
11.00	S10(Mezz)	10.50	1.59	0.38	15.49	6.09	1269.0	2206.9	5.19	1.98	4.73	-6.42	6.78	2.35	20.22	-0.33
12.50	S11	12.00	1.56	0.36	14.84	6.43	1269.0	2161.4	5.06	1.91	4.66	-6.26	6.62	2.27	19.50	0.16
15.00	S12	14.50	1.40	0.27	12.13	7.22	1269.0	1950.3	4.44	1.59	4.31	-5.56	5.84	1.86	16.44	1.66
17.00	S13	16.50	0.99	0.07	13.85	5.28	1269.0	1616.9	3.42	1.05	3.73	-4.46	4.41	1.13	17.58	0.82
18.00	S14	17.50	0.82	0.05	11.08	7.21	1269.0	1382.3	2.73	0.71	3.36	-3.65	3.55	0.75	14.44	3.56
19.00	S15	18.50	0.55	-0.04	9.89	5.28	1269.0	1118.7	1.92	0.29	2.90	-2.77	2.47	0.25	12.79	2.52
20.00	S16	19.50	0.26	-0.15	6.24	7.68	1269.0	780.0	0.94	-0.20	2.37	-1.58	1.19	-0.35	8.61	6.10
21.00	S17	20.50	0.01	-0.13	5.08	2.04	1269.0	400.2	-0.16	-0.75	1.78	-0.27	-0.14	-0.88	6.86	1.77
21.50	S18	21.00	-0.01	-0.10	1.34	1.49	1269.0	227.4	-0.66	-1.00	1.51	0.34	-0.67	-1.10	2.85	1.83
22.00	S19 (SP2)	21.50	-0.01	-0.08	-0.18	-0.46	1269.0	210.0	-0.69	-1.00	1.50	0.41	-0.70	-1.08	1.32	-0.05

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

14 VERIFICA DELLA SOLETTA

Si riportano di seguito le verifiche della soletta di impalcato del cavalcavia.

La soletta presenta spessore totale di 25cm, ed è realizzata mediante impiego di predala tralicciata di spessore di 5cm e di successivo getto di cls classe C32/40 di spessore 20cm.

La soletta è armata sia trasversalmente che longitudinalmente con barre $\varnothing 12/20$ cm superiori ed inferiori.

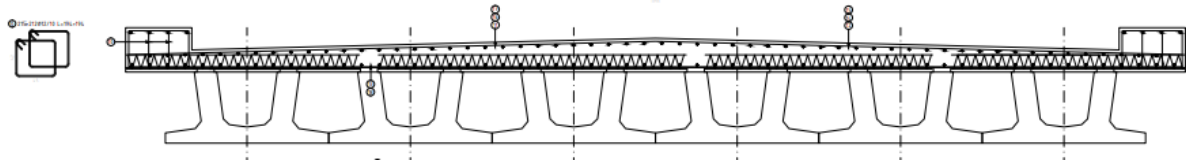


Figura 14.1 Sezione trasversale soletta

14.1 VERIFICA DELLE PREDALLE

Si riporta di seguito la verifica delle predalle per il campo intermedio "tra le anime delle travi" e delle predalle in corrispondenza dello sbalzo. Durante la fase di getto, la predalle deve essere in grado di sostenere oltre al peso proprio, il peso del conglomerato cementizio allo stato fluido e l'eventuale peso delle maestranze sull'impalcato. Con riferimento alle sezioni di sbalzo, ai fini di impedire il ribaltamento della predalle verso l'esterno, è necessario effettuare prima il getto dei campi interni. La predalla presenta larghezza standard di 2.40m, traliccio elettrosaldato "standard" di altezza 16.5cm, correnti inferiori $\varnothing 8$, corrente superiore $\varnothing 12$ e diagonali $\varnothing 7.2$.

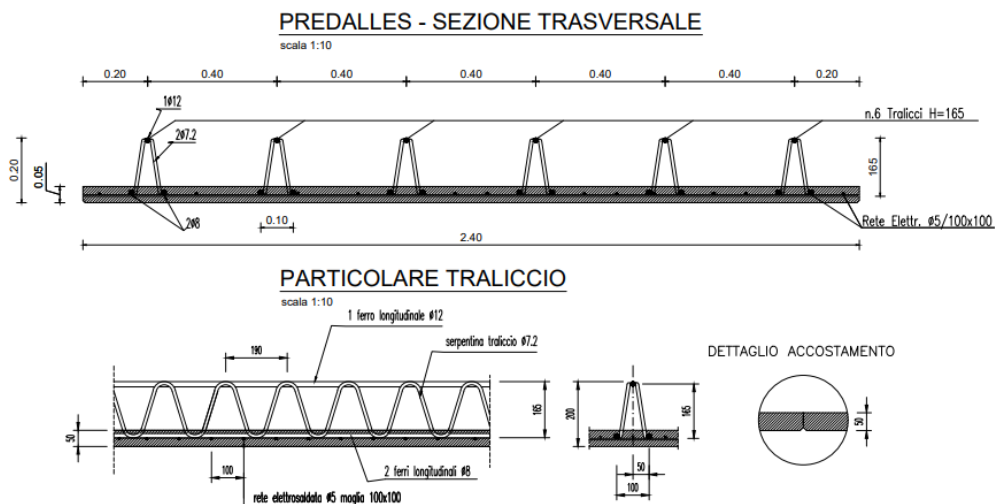


Figura 14.2 Sezione trasversale predalle

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

VERIFICA PREDALLES CAMPATA				CARATTERISTICHE TRALICCIO			
DATI				f_{yk}	450	N/mm ²	
Luce della campata	L	=	0.75	E	2100000	kg/cm ²	
Spessore soletta cls	S _s	=	0.31	γ_{M0}	1.15		
Spessore fondello cls	S _f	=	0.05	γ_{M1}	1.15		
Interasse trasversale tralicci	i	=	0.40	ϕ		N°	A [cm ²]
Altezza totale traliccio (esterno - esterno)	h _t	=	0.175	ϕ_s	12	1	1.13
Altezza efficace dei correnti (asse - asse)	h _{eff}	=	0.161	d _s	7.2	2	0.81
Lunghezza tra due tralicci successivi	l	=	20.00	ϕ_i	8	2	1.01
Interasse trasversale dei correnti inferiori	it _d	=	10.00	$\phi_{i,agg}$			0.00
Larghezza predalles	B _{pred}	=	2.40				
n° tralicci per predalle	n°t	=	6				
SOLLECITAZIONI AGENTI							
Coefficiente combinazione SLU	γ	=	1.35				
			tot dalla			1 tral.	
Carico uniformemente distribuito	q	=	29.16		4.86	kN/m	
Sovraccarico in fase di getto	q	=	3.24		0.54	kN/m	
Carico uniformemente distribuito totale	q	=	32.40		5.40	kN/m	
Momento flettente	M	=	2.28		0.38	kNm	
Taglio	V	=	10.9		1.82	kN	
Sforzo normale (di traz/compr nei correnti) M/h _{eff}	N	=±			2.36	kN	
CORRENTE INFERIORE							
Area del corrente inferiore	A _{inf}	=	1.01			cm ²	
Tensione nella singola barra (trazione)	σ_s	=	-23.5			N/mm ²	
Resistenza di calcolo a trazione N _{c,Rd}	N _{c,Rd}	=	39.3			kN	
N/N_{c,Rd} < 1	N/N_{c,Rd}	=	0.06			OK	
CORRENTE SUPERIORE							
Area del corrente superiore	A _{sup}	=	1.13			cm ²	
Tensione nella barra (compressione)	σ_s	=	20.9			N/mm ²	
Resistenza di calcolo a compressione N _{c,Rd}	N _{c,Rd}	=	44.26			kN	
N/N_{c,Rd} < 1	N/N_{c,Rd}	=	0.053			OK	
STABILITA' CORR. SUP.							
Coefficiente di vincolo β_v	β_v	=	0.9				
Lunghezza tra due tralicci successivi	l	=	20.00			cm	
Lunghezza libera d'inflessione l ₀ =l* β	l ₀	=	18.00			cm	
N critico euleriano	N _{cr}	=	65.11			kN	
Snellezza adimensionale	λ_{ad}	=	0.88				
Fattore di imperfezione	α_i	=	0.49				
coefficiente ϕ	ϕ	=	1.06				
Coefficiente χ	χ	=	0.610				
Coefficiente gamma M1	γ_{M1}	=	1.15				
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA N _{b,Rd}	N _{b,Rd}	=	26.98			kN	
N/N_{b,Rd} < 1	N/N_{b,Rd}	=	0.087			OK	
DIAGONALI							
Area dei diagonal	A _{inf}	=	0.81			cm ²	
Angolo asta del diagonale sulla vista trasversale	α	=	17.3			deg	
Angolo asta del diagonale sulla vista longitudinale	β	=	31.8			deg	
Sforzo normale nel singolo diagonale (Compressione)	N	=	1.12			kN	
Tensione nella singola barra (compressione)	σ_s	=	27.6			N/mm ²	
Resistenza di calcolo a compressione N _{c,Rd}	N _{c,Rd}	=	15.93			kN	1 dia.
N/N_{c,Rd} < 1	N/N_{c,Rd}	=	0.071			OK	
STABILITA'							
Coefficiente di vincolo β_v	β_v	=	1				
Lunghezza del diagonale	l	=	19.60			cm	
Lunghezza libera d'inflessione l ₀ =l* β	l ₀	=	19.60			cm	
N critico euleriano	N _{cr}	=	7.12			kN	
Snellezza adimensionale	λ_{ad}	=	1.60				
Fattore di imperfezione	α_i	=	0.49				
coefficiente ϕ	ϕ	=	2.13				
Coefficiente χ	χ	=	0.283				
Coefficiente gamma M1	γ_{M1}	=	1.15				
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA N _{b,Rd}	N _{b,Rd}	=	4.51			kN	
N/N_{b,Rd} < 1	N/N_{b,Rd}	=	0.249			OK	

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

VERIFICA PREDALLES SBALZO				CARATTERISTICHE TRALICCIO			
DATI				f_{yk}	450	N/mm^2	
Luce dello sbalzo	L	=	0.80 m	E	2100000	kg/cm^2	
Spessore soletta cls	Ss	=	0.21 m	γ_{M0}	1.15		
Spessore fondello cls	Sf	=	0.05 m	γ_{M1}	1.15		
Interasse trasversale tralicci	i	=	0.40 m	ϕ	12	N°	1
Altezza totale traliccio (esterno - esterno)	h_t	=	0.175 m	A [cm^2]			1.13
Altezza efficace dei correnti (asse - asse)	h_{eff}	=	0.161 m	I [cm^4]			0.102
Lunghezza tra due tralicci successivi	l	=	20.00 cm	d_s	7.2	2	0.81
Interasse trasversale dei correnti inferiori	it_{ci}	=	10.00 cm	ϕ_i	8	2	1.01
Larghezza predalles	B_{pred}	=	2.40				0.040
n°tralicci per predalle	$n^{\circ}t$	=	6				
SOLLECITAZIONI AGENTI							
Coefficiente combinazione SLU	γ	=	1.35				
			tot dalla	1 tral.			
Carico uniformemente distribuito	q	=	20.66	3.44	kN/m		
Sovraccarico in fase di getto	q	=	3.24	0.54	kN/m		
Carico uniformemente distribuito totale	q	=	23.90	3.98	kN/m		
MOMENTO FLETTENTE	M	=	7.65	1.27	kNm		
TAGLIO	V	=	16.5	2.75	kN		
SFORZO NORMALE (di traz/compr nei correnti) M/h_{eff}	N	=		7.92	kN		
CORRENTE INFERIORE COMPRESSO							
AREA DEL CORRENTE INFERIORE	A_{inf}	=	1.01	cm^2			
Coefficiente di vincolo β_v	β_v	=	0.9				
Lunghezza tra due tralicci successivi	l	=	20.00	cm			
Lunghezza libera d'inflessione $l_0=l*\beta$	l_0	=	18	cm			
RAGGIO D'INERZIA	i	=	0.20	cm			
SNELLEZZA	λ	=	90.00				
Resistenza di calcolo a compressione $N_{c,Rd}$	$N_{c,Rd}$	=	39.34	kN			
$N/N_{c,Rd} < 1$	$N/N_{c,Rd}$	=	0.201	OK			
STABILITA'							
N critico euleriano	N_{cr}	=	25.72	kN			
Snellezza adimensionale	λ_{ad}	=	1.33				
Fattore di imperfezione	α_i	=	0.49				
coefficiente ϕ	ϕ	=	1.66				
Coefficiente χ	χ	=	0.378				
Coefficiente gamma M1	γ_{M1}	=	1.15				
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA $N_{b,Rd}$	$N_{b,Rd}$	=	14.87	kN			
$N/N_{b,Rd} < 1$	$N/N_{b,Rd}$	=	0.53	OK			
CORRENTE SUPERIORE TESO							
AREA DEL CORRENTE SUPERIORE	A_{sup}	=	1.13	cm^2			
Tensione nella barra (trazione)	σ	=	69.99	N/mm^2			
Resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd}$	$N_{t,Rd}$	=	44.26	kN			
$N/N_{t,Rd} < 1$	$N/N_{t,Rd}$	=	0.18	OK			
DIAGONALI							
AREA DEI DIAGONALI	A_{inf}	=	0.81	cm^2			
ANGOLO ASTA DEL DIAGONALE SULLA VISTA TRASVERSALE	α	=	17.3	deg			
ANGOLO ASTA DEL DIAGONALE SULLA VISTA LONGITUDINALE	β	=	31.8	deg			
SFORZO NORMALE NEL SINGOLO DIAGONALE (Compressione)	N	=	1.70	kN			
Tensione nella singola barra (compressione)	σ_s	=	41.7	N/mm^2			
Resistenza di calcolo a compressione $N_{c,Rd}$	$N_{c,Rd}$	=	15.93	kN			
$N/N_{c,Rd} < 1$	$N/N_{c,Rd}$	=	0.107	OK			
STABILITA'							
Coefficiente di vincolo β_v	β_v	=	1				
Lunghezza del diagonale	l	=	19.60	cm			
Lunghezza libera d'inflessione $l_0=l*\beta$	l_0	=	19.60	cm			
N critico euleriano	N_{cr}	=	7.12	kN			
Snellezza adimensionale	λ_{ad}	=	1.60				
Fattore di imperfezione	α_i	=	0.49				
coefficiente ϕ	ϕ	=	2.13				
Coefficiente χ	χ	=	0.283				
Coefficiente gamma M1	γ_{M1}	=	1.15				
RESISTENZA INSTABILITA' ASTA COMPRESSA $N_{b,Rd}$	$N_{b,Rd}$	=	4.51	kN			
$N/N_{b,Rd} < 1$	$N/N_{b,Rd}$	=	0.377	OK			

14.2 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 app – app per la determinazione del massimo momento flettente in mezzzeria, e schema di trave inc – inc per la determinazione del massimo momento flettente.

14.2.1 Verifica campi interni soletta

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

Geometria				
Luce di calcolo		$L_c =$	0.75	m
Spessore soletta		$S_{p_{sol}} =$	0.30	m
Copriferro		$c =$	0.035	m
Spessore pavimentazione		$S_{p_{pav}} =$	0.11	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.		$q_1 =$	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				
Dff. trasv. impronta		$L_{tr,i} =$	1.12	m
Diff. long. impronta		$L_{ln,i} =$	1.25	m
Area impronta su soletta		$A_i =$	1.39	mq
Pressione impronta su soletta				
		$Pr_{sol} =$	143.43	kN/mq

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Sollecitazioni SLU			
	Schema trave appoggiata		
Sezione in mezzzeria	M ⁺	γ	M ⁺ _{Ed}
	[kNm/m]		[kNm/m]
Peso soletta	0.53	1.35	0.71
Pavimentazione	0.19	1.35	0.25
Ruota di carico	7.63	1.35	10.30
Tot. Slu			11.26

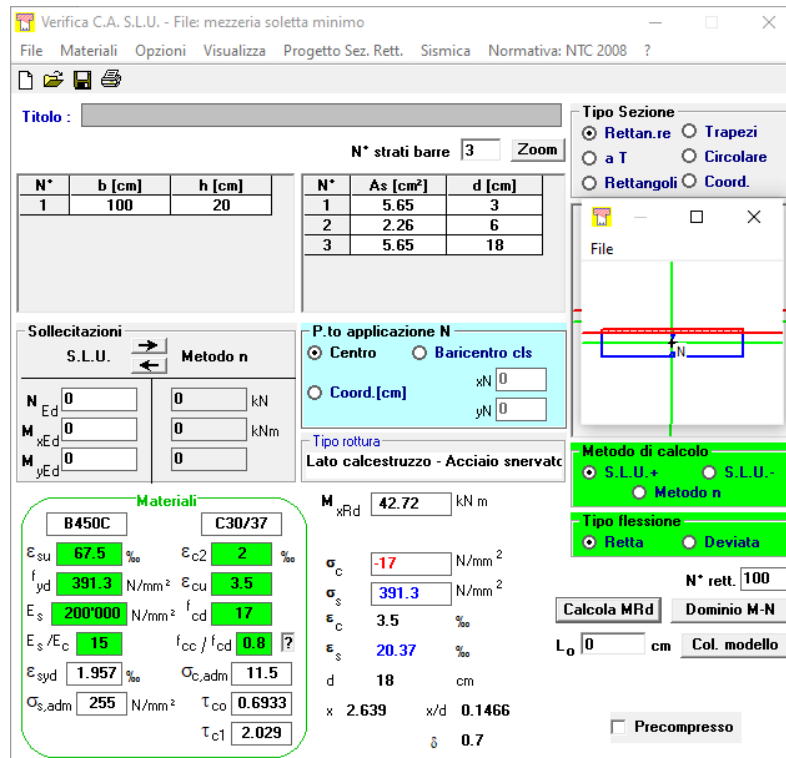
Schema a trave incastrata					
Sezione all'incastro	M ⁻	V	γ	M ⁻ _{Ed}	V _{Ed}
	[kNm/m]	[kN/m]		[kNm/m]	[kN/m]
Peso soletta	-0.35	2.81	1.35	-0.47	3.80
Pavimentazione	-0.12	0.99	1.35	-0.17	1.34
Ruota di carico	-9.61	53.79	1.35	-12.98	72.61
Tot. Slu				-13.62	77.75

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	0.53	1.00	0.53	1.00	0.53	1.00	0.53
Pavimentazione	0.19	1.00	0.19	1.00	0.19	1.00	0.19
Ruota di carico	7.63	1.00	7.63	0.75	5.72	0.00	0.00
Tot. Sle			8.34		6.44		0.71

		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	-0.35	1.00	-0.35	1.00	-0.35	1.00	-0.35
Pavimentazione	-0.12	1.00	-0.12	1.00	-0.12	1.00	-0.12
Ruota di carico	-9.61	1.00	-9.61	0.75	-7.21	0.00	0.00
Tot. Sle			-10.09		-7.68		-0.48

Si riporta di seguito la determinazione del momento resistente della sezione di mezzzeria, in corrispondenza del massimo e minimo spessore di cls.

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO



Verifica C.A. S.L.U. - File: mezzeria soletta minimo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	5.65	3
			2	2.26	6
			3	5.65	18

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 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

M_{xRd} 42.72 kNm

Materiali

B450C C30/37

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} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 20.37 ‰
d 18 cm
x 2.639 x/d 0.1466
δ 0.7

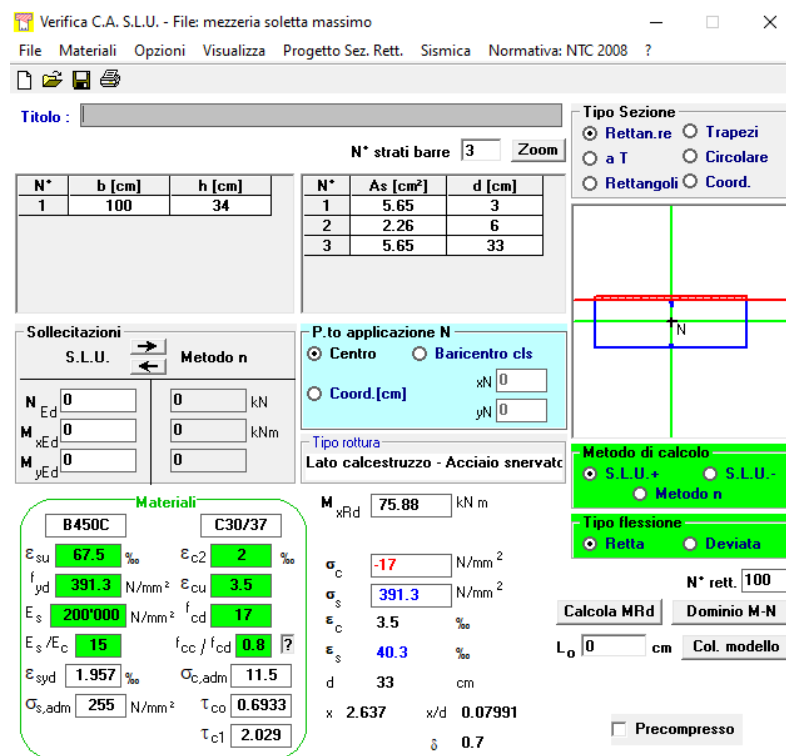
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Figura 14.3 Momento resistente soletta (M+) (minimo spessore)



Verifica C.A. S.L.U. - File: mezzeria soletta massimo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	34	1	5.65	3
			2	2.26	6
			3	5.65	33

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 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

M_{xRd} 75.88 kNm

Materiali

B450C C30/37

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} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 40.3 ‰
d 33 cm
x 2.637 x/d 0.07991
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

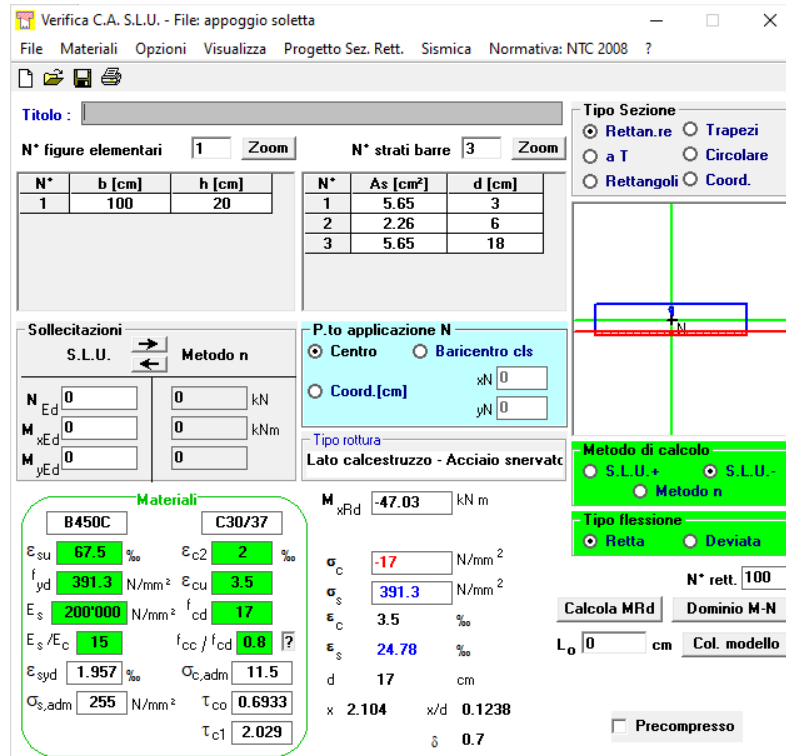
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 14.4 Momento resistente (M+) soletta (massimo spessore)

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Il momento flettente agente M_{sd} è minore del momento resistente M_{rd} della soletta determinato sia in riferimento al massimo che al minimo spessore, ignorando il contributo della predalle. $\rightarrow 11.26\text{kNm} < 42.72 \text{ kNm} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

Per la sezione di appoggio:



Verifica C.A. S.L.U. - File: appoggio soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	5.65	3
			2	2.26	6
			3	5.65	18

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Materiali B450C C30/37

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} 17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -47.03 kNm
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_s 24.78‰
d 17 cm
x 2.104 x/d 0.1238
δ 0.7

Figura 14.5 Momento resistente (M-) soletta

Il momento flettente agente M_{sd} è minore del momento resistente $M_{rd} \rightarrow 13.62\text{kNm} < 47.03 \text{ kNm} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

Per la determinazione della resistenza a taglio si fa riferimento alle formulazioni delle NTC 2008 con riferimento ad "elementi non armati a taglio" considerando il contributo del solo cls e delle armature longitudinali della sezione in c.a. $h = 20 \text{ cm}$. (cautelativamente si trascura anche il contributo delle predalle.)

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	20	cm		
c	=	4	cm		
d	=	$h-c$	=	16	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40.00	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.20	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE LONGITUDINALI					
\varnothing	=	12			
Numero	=	5			
A_{st}	=	5.65	cm ²		
TAGLIO AGENTE	V_{Ed}	=	0	(KN)	
SFORZO NORMALE	N_{Ed}	=	0	(KN)	
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					
k	=	2.00	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		
v_{min}	=	0.570	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{-1/2}$		
ρ_l	=	0.0035			
σ_{cp}	=	0.0	(Mpa)		
V_{Rd}	=	87.26	(KN)	NO	91.3 (KN)
V_{Rd}	=	91.26	(KN)		
α_c	=	1.00		N_{ed}/A_{c_s}	0.0000 (Mpa)

Figura 14.6 Taglio resistente soletta (massimo spessore)

Il taglio agente V_{sd} è minore del taglio resistente V_{rd} della soletta $\rightarrow 77.75\text{kN} < 91.26\text{ kN} \rightarrow$ Verifica soddisfatta.

14.2.2 Verifica sbalzo

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.

Oltre alle armature trasversali di cui sopra, per la verifica dello sbalzo si considerano ulteriori $\varnothing 12/40\text{cm}$ integrativi.

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

				x	H				
Geometria				[m]	[m]				
Soletta all'estremità				0	0.200				
Soletta incastro sbalzo				0.850	0.200				
Presenza di predalles che portano il peso della soletta? (Y/N)					Y				
Sezione di Verifica									
Distanza dal bordo sez. di verifica			$X_{sez,ver} =$	0.850	m				
Altezza sezione di verifica			$H_{sez,ver} =$	0.200	m				
Carichi Permanenti							Sollec. Caratt. su Sez. di Verifica		
	γ	Lungh.tv	$H_{med.}$	P_{uni}	X_G dal bordo	$d_{sez,ver}$	V	M	N
Elemento	[kN/mc]	[m]	[m]	[kN/m]	[m]	[m]	[KN]	[KN m]	[KN]
Soletta	25.0	0.850	0.200	4.25	0.425	0.425	0.00	0.00	0
Cordolo	25.0	0.750	0.18	3.38	0.375	0.475	3.38	-1.60	0
Paviment.	24.0	0.100	0.11	0.26	0.800	0.050	0.26	-0.01	0
Barriera	-	-	-	1.50	0.350	0.500	1.50	-0.75	0
Rete	-	-	-	1.00	0.050	0.800	1.00	-0.80	0
Veletta	-	-	-	1.00	-0.025	0.875	1.00	-0.88	0

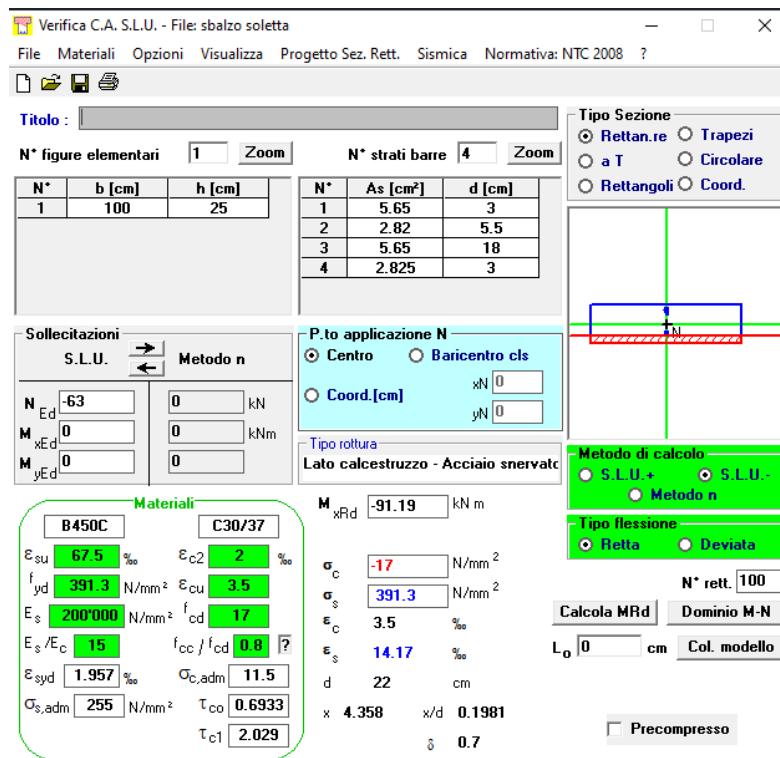
Schema di carico 1 NTC 2018			
Carico singola impronta		$q =$	150.00 kN
Dim. trasv. impronta		$l_{tr,i} =$	0.40 m
Dim. long. Impronta		$l_{ln,i} =$	0.40 m
Diffusione verticale impronta a metà soletta (45°)			
Diff. trasv. impronta		$l_{tr,i} =$	0.820 m
Diff. long. impronta Sez. corrente		$l_{ln,i,corr.} =$	2.020 m
Diff. long. impronta Sez. di giunto		$l_{ln,i,giunto} =$	1.810 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		$l_{tr,i} =$	1.020 m
Diff. long Impronta Sez. corrente		$l_{ln,i,corr.} =$	0.770 m
Diff. long Impronta Sez. di giunto		$l_{ln,i,giunto} =$	0.560 m

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

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	0.155	2.330	0.38	300.00	48.68	-7.54	0
Q ₁	Sch1_Impr.Int.	45.00	-1.845	0.585	0.00	300.00	0.00	0.00	0
q ₁	Sch1_Distr.						0.90	-0.05	0
Q ₁	Sch2_Impr.Ext.	45.00	0.155	1.080	0.30	200.0	56.28	-8.72	0
Q ₁	Sch2_Impr.Int.	45.00	-1.845	-0.565	0.00	200.0	0.00	0.00	0
A _d	Urto	45.00	0.500	4.750		300.0	0	-76.42	-63.16

		V [KN]	M [KNm]	N [KN]
COMB. SLU	Sch1	76.56	-15.70	0.00
	Sch2	85.62	-17.23	0.00
	Ad	63.98	-89.27	-63.16

		M [KNm]	N [KN]
COMB. SLE	Rara-Sch1	-11.63	0.00
	Freq.-Sch1	-9.72	0.00
	Rara-Sch2	-12.76	0.00
	Freq.-Sch2	-10.58	0.00
	Q.P.	-4.04	0.00



Verifica C.A. S.L.U. - File: sbalzo soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	5.65	3
			2	2.82	5.5
			3	5.65	18
			4	2.825	3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -63 0 kN
M_{Ed} 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

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: fletta Deviata

Materiali: B450C C30/37

ε_{su} 67.5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 %
E_s 200000 N/mm² f_{cd} 17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -91.19 kN m
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 14.17 %
d 22 cm
x 4.358 x/d 0.1981
δ 0.7

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

Figura 14.7 Momento resistente (M-) sbalzo soletta

Il momento flettente agente M_{sd} è minore del momento resistente M_{rd} → $89.27\text{kNm} < 91.19\text{kNm}$ → Verifica soddisfatta.

Il taglio agente V_{sd} è minore del taglio resistente V_{rd} della soletta → $85.62\text{kN} < 91.26\text{kN}$ → Verifica soddisfatta.

14.2.3 Verifica cordolo per urto veicolo in svio

La verifica è svolta secondo quanto riportato nei quaderni tecnici anas e prevede l'azione di urto su 4 montanti ad interasse di 1.25m ($50+100+100+50 = 300\text{kN}$)

Il cordolo ha una larghezza di 75cm e su di esso viene fissata la barriera guard rail. Il cordolo è armato con $\phi 12$ longitudinali e staffe $\phi 12/10\text{cm}$ a 4 bracci.

Si prende come riferimento la singola forza massima sul montante più caricato (100kN).

L'urto è modellato come una forza di intensità $F=100\text{kN}$ applicata alla barriera ad un'altezza $h = 1\text{m}$ dalla sommità del cordolo. Per la determinazione delle sollecitazioni agenti all'altezza h va sommata l'altezza del cordolo pari a 18cm (si considera il cordolo di maggiore altezza). Risulta pertanto un'altezza complessiva pari a 1.18m.

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

- $F = 100\text{kN}$
- $M = F \cdot h = 118\text{kNm}$

Cautelativamente, si assume che il momento flettente sia assorbito mediante un meccanismo puntone-tirante a cui concorrono le staffe (tirante) del cordolo ed il calcestruzzo (puntone).

Con riferimento ad una porzione di cordolo larga 50cm, si verifica che il momento ribaltante esterno sia minore del momento resistente calcolato con riferimento al suddetto meccanismo.

Si considerano solo 5 barre $\phi 12$ (solo 4 bracci delle staffe ricadenti nei 50cm considerati) e risulta:

$$T \cdot b = A_f \cdot \sigma_f \cdot b = 5 \cdot 1.13 \cdot 391.3 \cdot 0.65 = 143.7\text{kNm} > F \cdot h = 118\text{kNm} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

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

Cautelativamente si trascura la resistenza a taglio del cls all'interfaccia getto cordolo – soletta.

Sempre con riferimento ad una porzione di cordolo larga 50cm si ha: ($5+5+5\phi 12$)

$$V_{Rsd} = (A_f \cdot f_{yd}) / \text{radq}(3) = 15 \times 1.13 \times 391.3 / 1.73 = 383\text{kN} > F=100\text{kN} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

15 VERIFICA SISTEMA DI ISOLAMENTO PER AZIONI SISMICHE

Si riportano di seguito le verifiche del sistema di isolamento e dei giunti per effetto delle azioni sismiche.

Per la verifica del sistema di isolamento si fa riferimento alla combinazione delle azioni allo SLC, mentre per la verifica dei giunti si fa riferimento alla combinazione SLV

15.1 ISOLATORI ELASTOMERICI

Si riportano di seguito le rigidzze degli isolatori impiegati nel modello di calcolo. Gli isolatori elastomerici devono avere uno smorzamento viscoso equivalente pari al 10% ed una rigidzza orizzontale allo SLC pari a 0.51 kN/mm. E' previsto l'impiego degli isolatori elastomerici sulla coppia di travi esterne, mentre per le 2 travi centrali saranno posti in opera i dispositivi multidirezionali.

15.1.1 Azioni sugli isolatori elastomerici

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei massimi carichi assiali sugli isolatori elastomerici per effetto delle combinazioni sismiche SLC e SLU

	N_{max} (SLC) [kN]	N_{max} (SLU) [kN]	N_{max} (SLU) [kN]
	500	1150	500

15.1.2 Verifica dei massimi spostamenti allo slc

Si riporta di seguito tabella riassuntiva dei massimi spostamenti in combinazione SLC agenti sui dispositivi elastomerici del cavalcavia Figura 15.1

Isolatori elastomerici	
L [m]	21
Δt [°C]	28
d [mm]	4
Spostamento longitudinale max da ritiro [mm]	
Spostamento massimo sismico allo SLV [mm] = [Ex]	136
Spostamento massimo sismico allo SLV [mm] = [Ey]	136
Spostamento massimo sismico allo SLC [mm] = [Ex]	220
Spostamento massimo sismico allo SLC [mm] = [Ey]	219
Spostamento massimo di verifica dell'isolatore [mm] = dEd (spostamento sismico SLC + 50% spostamento termico + eventuali spostamenti da ritiro, fluage, etc.)	<u>231</u>

Figura 15.1 Tabella spostamenti isolatori

Lo spostamento massimo in combinazione SLC da garantire, è posto pari a 240mm.

In corrispondenza delle spalle deve essere garantito un varco di almeno 25cm.

15.2 APPOGGI MULTIDIREZIONALI (COPPIA TRAVI CENTRALI)

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei massimi carichi assiali sui dispositivi di appoggio multidirezionali per effetto delle combinazioni sismiche SLC e SLU

	N_{max} (SLC) [kN]	N_{max} (SLU) [kN]	N_{max} (SLU) [kN]
	500	1150	500

Lo spostamento massimo in combinazione SLC da garantire, è posto pari a 240mm.

15.3 GIUNTI DI DILATAZIONE

Si riporta di seguito in forma tabellare la determinazione dei massimi spostamenti longitudinali e trasversali per i giunti di impalcato. Figura 15.2

Giunti		
	SP1	SP2
d Δt [mm]	4	4
Inclinazione giunto rispetto asse x globale [°]	79	79
Spostamento massimo sismico allo SLV [mm] = [Ex] (lettura X globale)	136	136
Spostamento massimo sismico allo SLV [mm] = [Ex] (lettura y globale)	0.01	0.01
Spostamento massimo sismico giunto allo SLV [mm] = [Ex + 50% spostamento termico] (Longitudinale locale sul giunto)	135	135
Spostamento massimo sismico allo SLV [mm] = [Ey] (lettura Y globale)	136	136
Spostamento massimo sismico allo SLV [mm] = [Ey] (lettura X globale)	0.011	0.011
Spostamento massimo sismico giunto allo SLV [mm] = [Ey] (trasversale locale sul giunto)	134	134

Figura 15.2 Determinazione massimi spostamenti giunti in gomma armata

Si impiegheranno pertanto giunti in gomma armata con prestazioni almeno di:

Spalla1 e spalla 2: Longitudinale 280mm (±140) – Trasversale 280mm (±140)

16 AZIONI DALL'IMPALCATO ALLE SPALLE

Si riportano nella tabella di seguito le azioni (caratteristiche) trasmesse dall'impalcato alle spalle ottenuti dall'analisi modale effettuata di cui si riportano di seguito i principali modi di vibrare dell'impalcato, che essendo isolato saranno chiaramente modi traslazionali in direzione longitudinale e trasversale.

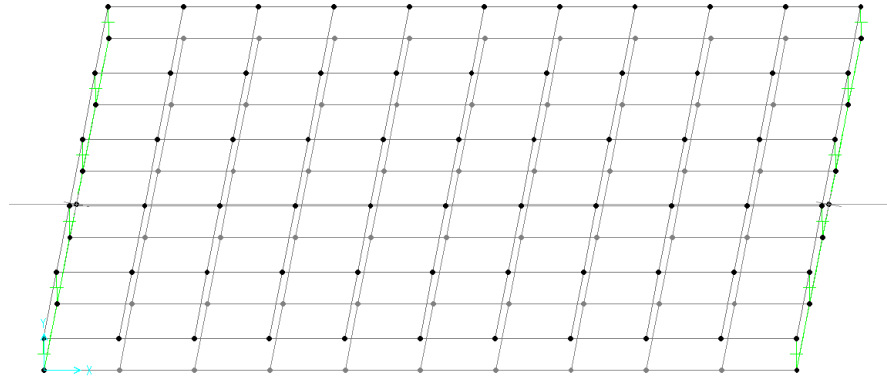


Figura 16.1 Modo di vibrare 1 T =2.21s

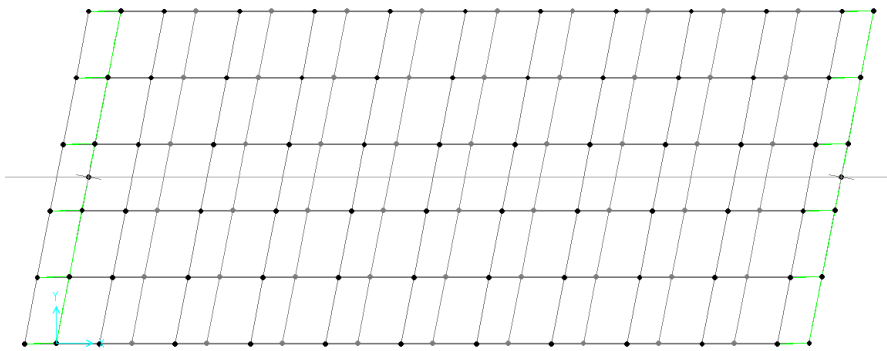


Figura 16.2 Modo di vibrare 2 T = 2.20s

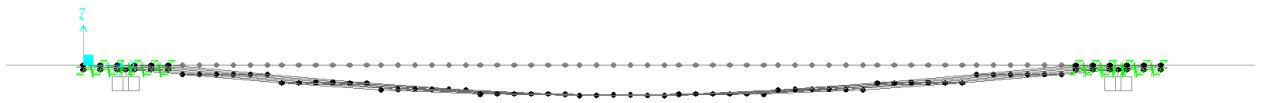


Figura 16.3 Modo di vibrare 3 T =0.52s

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.2146	0.0%	99.7%	0.0%	0.0%	99.7%	0.0%
MODAL	Mode	2	2.2139	99.7%	0.0%	0.0%	99.7%	99.7%	0.0%
MODAL	Mode	3	0.5208	0.0%	0.0%	77.1%	99.7%	99.7%	77.1%

Cavalcavia km 0+000 - RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

Le spalle sono sollecitate in modo identico, pertanto la tabella è da ritenersi valida per entrambe le spalle. Le azioni sono intese al baricentro degli appoggi, e devono essere "lette" con riferimento al sistema locale di orientamento del muro frontale (inclinato di circa 11°)

OutputCase	StepType	F1 = T. long.	F2 = t. trasv.	F3 = c. vert.	M1 = m. trasv.	M2 = m. long.
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
G1+G2		0	0	2482	219	0
SLV_Ex+0.3Ey	Max	289	135	0	0	0
SLV_Ex+0.3Ey	Min	-289	-135	0	0	0
SLV_0.3Ex+Ey	Max	135	289	0	0	0
SLV_0.3Ex+Ey	Min	-135	-289	0	0	0

OutputCase	StepType	F1 = T. long.	F2 = t. trasv.	F3 = c. vert.	M1 = m. trasv.	M2 = m. long.
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
Tan	Max	0	0	1264	3572	0
Tan	Min	0	0	0	-2516	0
dist	Max	0	0	520	1504	0
dist	Min	0	0	0	-1110	0