

ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

dott. ing. *Roberto Bosetti*

# autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE  
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO  
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE  
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

<b>A1</b>	<b>LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717</b>
<b>4.20.2.2</b>	<b>INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE</b> Sottopasso F.S. Verona-Mantova (pr km 230+163) Relazioni di calcolo Soletta

0	MAR. 2021	EMISSIONE	POLUZZI	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			<b>DIREZIONE TECNICA GENERALE</b>		<b>IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA:</b> 
NUMERO PROGETTO: 31/09					



## INDICE

<b>1</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b>	<b>5</b>
<b>1.1</b>	<b>ASPETTI GENERALI</b>	<b>5</b>
<b>1.2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>8</b>
<b>3.2</b>	<b>PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE</b>	<b>9</b>
<b>3.3</b>	<b>CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO</b>	<b>9</b>
<b>3.4</b>	<b>ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO</b>	<b>10</b>
<b>4</b>	<b>PROGRAMMI DI CALCOLO</b>	<b>11</b>
<b>4.1</b>	<b>SAP2000 ADVANCED REL. 14.0.0</b>	<b>11</b>
<b>4.2</b>	<b>ENG – SIGMA C</b>	<b>11</b>
<b>5</b>	<b>METODO DI CALCOLO</b>	<b>12</b>
<b>5.1</b>	<b>COMBINAZIONI DELLE AZIONI</b>	<b>12</b>
<b>5.1.1</b>	<b>COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)</b>	<b>12</b>
<b>5.1.2</b>	<b>COMBINAZIONE RARA O CARATTERISTICA (SLE)</b>	<b>13</b>
<b>5.1.3</b>	<b>COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE)</b>	<b>13</b>
<b>5.1.4</b>	<b>COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE)</b>	<b>13</b>
<b>5.1.5</b>	<b>COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU)</b>	<b>13</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE</b>	<b>14</b>
<b>6.1</b>	<b>FASE PROVVISORIALE</b>	<b>14</b>
<b>6.1.1</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>14</b>
<b>6.1.1.1</b>	<b>Verifiche</b>	<b>15</b>
<b>6.1.1.2</b>	<b>Lastre laterali (sbalzi)</b>	<b>15</b>
<b>6.1.1.3</b>	<b>Lastre centrali</b>	<b>17</b>
<b>6.2</b>	<b>FASE DEFINITIVA</b>	<b>20</b>
<b>6.2.1</b>	<b>SBALZO (VERIFICA IN ASSE TRAVE)</b>	<b>20</b>
<b>6.2.1.1</b>	<b>Carichi permanenti</b>	<b>20</b>
<b>6.2.1.2</b>	<b>Carichi accidentali</b>	<b>22</b>
<b>6.2.1.2.1</b>	<b>Carichi mobili (<math>q_1</math>)</b>	<b>22</b>
<b>6.2.1.2.2</b>	<b>Urto di veicolo in svio (<math>q_8</math>)</b>	<b>24</b>
<b>6.2.1.2.3</b>	<b>Carico accidentale (<math>q_5</math>)</b>	<b>24</b>

COMMITTENTE AUTOSTRADA DEL BRENNERO	CODIFICA DOCUMENTO A1_04_20_02_02_RELAZIONE_CALCULO_SOLETTA.DOC	FOGLIO 3 DI 66
6.2.1.2.4	Vento ( $q_5'$ )	25
6.2.1.3	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico	25
6.2.1.4	Verifiche di resistenza SLV	26
6.2.1.5	Verifiche di resistenza SLV eccezionale	28
6.2.1.6	Verifiche a fessurazione (SLE)	29
6.2.1.7	Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)	31
6.2.2	<b>SBALZO (VERIFICA A FILO CORDOLO)</b>	32
6.2.2.1	Carichi permanenti	32
6.2.2.2	Carichi accidentali	33
6.2.2.2.1	Urto di veicolo in svio ( $q_8$ )	33
6.2.2.3	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico	34
6.2.2.4	Verifiche di resistenza SLV eccezionale	34
6.2.3	<b>ZONA CENTRALE</b>	36
6.2.3.1	Carichi permanenti	36
6.2.3.2	Carichi accidentali	36
6.2.3.2.1	Carichi mobili ( $q_1$ )	36
6.2.3.2.2	Vento ( $q_5$ )	38
6.2.3.3	Diagrammi delle sollecitazioni	40
6.2.3.4	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico	43
6.2.3.5	Verifiche di resistenza SLV	45
6.2.3.6	Verifiche a fessurazione (SLE)	47
6.2.3.7	Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)	49
6.2.4	<b>FASCE DI ESTREMITA' SOLETTA – SBALZO</b>	50
6.2.4.1	Carichi permanenti	50
6.2.4.2	Carichi accidentali	51
6.2.4.2.1	Carichi mobili ( $q_1$ )	51
6.2.4.2.2	Carico accidentale ( $q_5$ )	52
6.2.4.3	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico	52
6.2.4.4	Verifiche di resistenza SLV	53
6.2.4.5	Verifiche a fessurazione (SLE)	55
6.2.4.6	Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)	57
6.2.5	<b>FASCIE DI ESTREMITA' SOLETTA – CAMPATA</b>	58
7	<b>VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE</b>	59
7.1	<b>FASCIA DI ESTREMITA' SOLETTA</b>	59
7.1.1.1	Carichi permanenti	59
7.1.1.2	Carichi accidentali	60
7.1.1.2.1	Carichi mobili ( $q_1$ )	60
7.1.1.3	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico	61

<b>7.1.1.4</b>	<b>Verifiche di resistenza SLV</b>	<b>62</b>
<b>7.1.1.5</b>	<b>Verifiche a fessurazione (SLE)</b>	<b>64</b>
<b>7.1.1.6</b>	<b>Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)</b>	<b>66</b>

# 1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

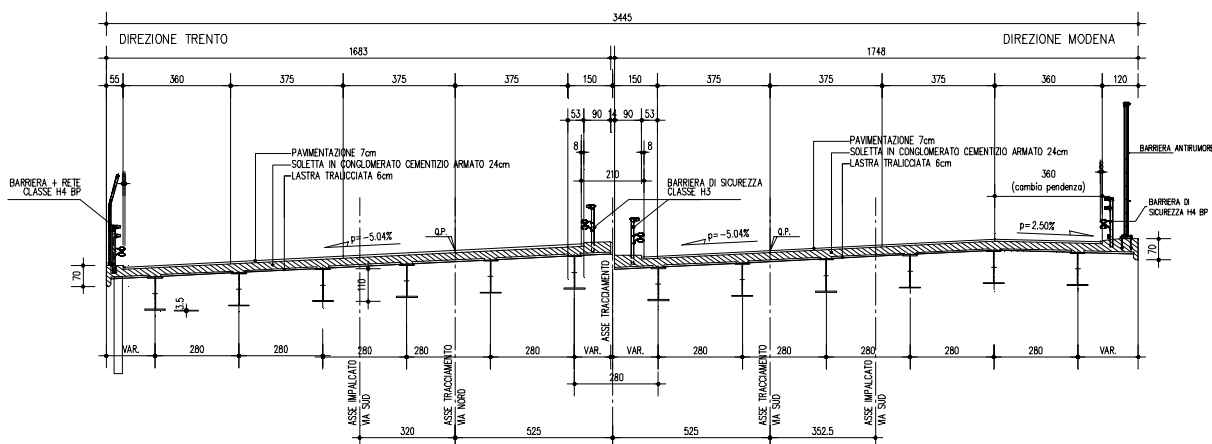
## 1.1 ASPETTI GENERALI

La presente relazione di calcolo ha per oggetto il dimensionamento e verifica della soletta in c.a. degli impalcati del Viadotto FS Verona-Mantova la cui realizzazione è prevista nell'ambito dei lavori occorrenti per l'adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (Km 225+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (Km 230+163).

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta (o similari), autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta ( $s=6+24=30\text{cm}$ ).

L'impalcato si trova in curva, con raggio di circa 1610m, e presenta una pendenza trasversale costante (verso interno curva ) del 5.04%, fatto eccezione per la corsia di emergenza direzione Modena, che presenta una contropendenza del 2.50% verso l'esterno. Le due vie di corsa si differenziano presentano uguale numero di travi ed interasse fra le stesse (2.80m), mentre la larghezza dell'impalcato differisce, per effetto della curva:

- Via Nord: larghezza complessiva 16.83m (16.90m da asse tracciamento), dovuta dalla somma delle larghezze di due cordoli (0.55m lato esterno, 0.90m lato interno) e ad una superficie carrabile totale di 15.38m ( $3.60+3*3.75+0.53\text{m}$ );
- Via Sud: larghezza complessiva 17.48m (17.55m da asse tracciamento), dovuta dalla somma delle larghezze di due cordoli (1.20m lato esterno, 0.90m lato interno) e ad una superficie carrabile totale di 15.38m ( $3.60+3*3.75+0.53\text{m}$ );



**Figura 1-1 Sezione trasversale impalcato**

Nella presente relazione si eseguono le verifiche considerando il comportamento della soletta in senso trasversale.

Le verifiche inerenti il comportamento in senso longitudinale sono riportate nella Relazione di calcolo dell'impalcato.

Presso il lato esterno della carreggiata sud (direzione Modena) è previsto l'inserimento di barriere antirumore aventi  $h=4.50\text{m}$ , i cui montanti sono fissati alla soletta tramite mensole metalliche convenientemente tirafondate al cordolo.

## 1.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborate grafici e dai seguenti documenti:

	A1_4_20_2_1	Relazione di Calcolo Impalcato
<b>A1_4_20_2_2</b>	<b>Relazione di Calcolo Soletta</b>	
A1_4_20_2_3	Relazione di Calcolo apparecchi di Appoggio e Giunti	
A1_4_20_2_4	Relazione di Calcolo Spalla SA - Lato Trento	
A1_4_20_2_5	Relazione di Calcolo Spalla SB - Lato Modena	
A1_4_20_2_6	Relazione di Calcolo Pile	

## 2    **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni riportate nel cap.2 della relazione A1\_4\_20\_1-Relazione Tecnica e Illustrativa, facente parte del progetto in oggetto.



### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per le parti strutturali di nuova costruzione si prevede l'impiego di materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni": le parti esistenti fanno riferimento a materiali con proprietà relative all'epoca di realizzazione (vedasi cap.3 della relazione A1\_4\_20\_1).

#### 3.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Tab 2

<b>Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1</b>								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m <sup>3</sup>	Rok minima N/mm <sup>2</sup>	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro minimo Mm
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>								
XD	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
<b>2 Composizione delle armature per effetto della carbonatazione</b>								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
<b>3 Composizione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi	5c	0,45	320	C35/45	-	40
<b>4 Composizione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/sgelo con o senza sali disgelanti</b>								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/sgelo	40
<b>6 Attacco chimico</b>								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solati	C35/45	-	40

Le prescrizioni relative all'elemento in oggetto sono riportate nella tabella seguente.

**Conglomerato cementizio per elementi strutturali:**

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XF4	C32/40	40	S4/S5	0.45 (+4%)	25

**3.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE**

Nel capitolo 4 del DM 14.01.2008 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

**Tabella 4.1.III** – Descrizione delle condizioni ambientali

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

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

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>s</sub>	Stato limite	w <sub>s</sub>
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>

w<sub>1</sub>, w<sub>2</sub>, w<sub>3</sub> sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w<sub>d</sub> è definito al § 4.1.2.2.4.6.

ELEMENTO	Classe di esposizione	Gruppo di esigenza	Combinazione	w <sub>d</sub>
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+ XF4	c	frequente	0.2
			quasi permanente	0.2

**3.3 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO**

Per la realizzazione della soletta d’impalcato in cemento armato, si prevede l’utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	33.20 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	19.92 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.169 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm <sup>2</sup>

### 3.4 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	450.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm <sup>2</sup>

## **4 PROGRAMMI DI CALCOLO**

### **4.1 SAP2000 ADVANCED REL. 14.0.0**

Il calcolo delle sollecitazioni è stato in parte effettuato utilizzando il noto codice SAP2000 (versione 14) prodotto dalla “CSI Computer and Structures Inc.”, Berkeley, CA, USA.

### **4.2 ENG – SIGMA C**

Il programma ENG consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n.

## 5 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

Ai fini delle verifiche degli stati limite si considerano le seguenti combinazioni delle azioni (paragrafo 2.5.3, delle NTC).

### 5.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

#### 5.1.1 COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)

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

dove:

- G1 peso di tutti gli elementi strutturali
- G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- Q<sub>k1</sub> azione variabile dominante
- Q<sub>ki</sub> azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico
- Q<sub>w</sub> azione del vento

I valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione  $\psi$  nel caso dei ponti stradali sono indicati rispettivamente nelle Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI delle NTC, tabelle che vengono di seguito riportate.

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	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

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (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
5	0,0	0,0	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

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

### 5.1.2 COMBINAZIONE RARA O CARATTERISTICA (SLE)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 5.1.1.

### 5.1.3 COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 5.1.1.

### 5.1.4 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE)

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

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 5.1.1.

### 5.1.5 COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU)

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$$

dove, per il significato dei simboli e per i valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  (relativi alle azioni variabili), si rimanda al paragrafo 5.1.1.

## 6 VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE

Stante la forte obliquità dell'impalcato, per ragioni costruttive le lastre prédalles e conseguentemente le armature trasversali della soletta verranno disposte secondo una direzione inclinata rispetto all'asse delle travi principali di circa 35°, parallela all'asse dei traversi.

Le luci di calcolo e le larghezze collaboranti definite nel seguito per la determinazione delle sollecitazioni e per le verifiche della soletta saranno quindi riferite a tale direzione obliqua, che sarà quella lungo cui verranno disposte le armature trasversali

### 6.1 FASE PROVVISORIALE

Le verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoriale", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature inserite nelle prédalles. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci sia le armature delle prédalles che quelle inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria.

Nella prima fase le prédalles hanno un comportamento schematizzabile a trave continua (5 campate centrali e due sbalzi), soggetta al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico "di lavorazione". Le lastre non si sviluppano monoliticamente per tutta la larghezza dell'impalcato ma sono interrotte in corrispondenza delle piattabande delle travi principali; sono presenti due tipologie di lastre, a cui corrispondono due diversi tralicci di armatura:

- lastre centrali, caratterizzate da tre campate in continuità su quattro appoggi;
- lastre laterali, caratterizzate da una campata e da uno sbalzo.

Si prescrive di effettuare il getto degli sbalzi dopo avere effettuato quello della parte centrale della soletta, per scongiurare pericoli di ribaltamento delle lastre.

Il calcolo delle sollecitazioni sugli sbalzi laterali e sulle campate centrali verrà condotto assumendo come luci di calcolo le lunghezze massime delle coppelle delle prédalles e detraendo da esse la misura della parte appoggiata (7 cm). I momenti si considerano di segno positivo se tendono le fibre inferiori.

#### 6.1.1 ANALISI DEI CARICHI

Si considera il coefficiente di fattorizzazione per i carichi permanenti pari a 1.5.

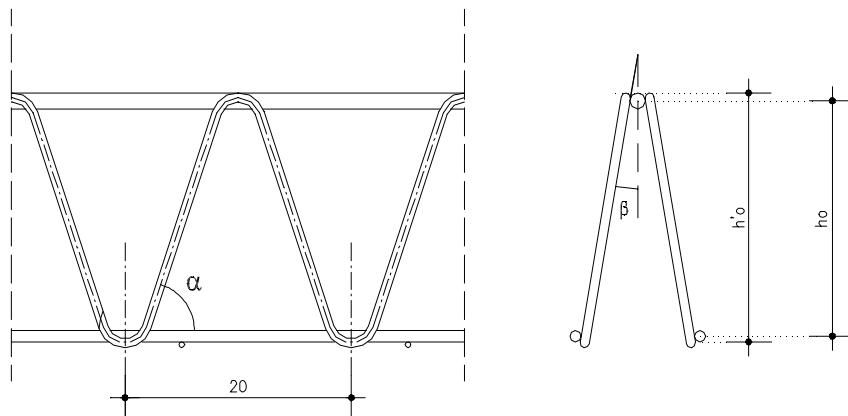
Peso proprio prédalles	$g_1 = 1.5 * 0.06 * 25.00 = 2.25 \text{ kN/m}^2$
Getto integrativo	$g_2' = 1.5 * 0.24 * 25.00 = 9.00 \text{ kN/m}^2$
Sovraccarico	$g_3 = 1.5 * 1.50 = 2.25 \text{ kN/m}^2$
Parapetto provvisorio di 1° fase	$g_5 = 1.5 * 0.4 = 0.60 \text{ kN/m}$

### 6.1.1.1 Verifiche

Le verifiche vengono eseguite facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo della sezione.

Si verifica che le tensioni sugli elementi metallici che costituiscono il traliccio siano inferiori alla tensione di calcolo (Resistenza a trazione di calcolo  $391.30 \text{ N/mm}^2$  per acciaio B450C) e che la stabilità degli elementi compressi risulti soddisfatta.

Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio:  $h'0 = 19.5 \text{ cm}$

Braccio della coppia resistente:  $h0 = h'0 - (\Phi_{cs} + \Phi_{ci}) / 2 = 18.0 \text{ cm}$

### 6.1.1.2 Lastre laterali (sbalzi)

Il getto degli sbalzi si effettuerà in due fasi, con la prima corrispondente al tratto di soletta fino al filo interno dei cordoli perimetrali, ed il secondo comprendente anche il cordolo per tutto il suo spessore. Stante la differenza di larghezza dei cordoli in ciascun bordo degli impalcati e la variabilità della luce dello sbalzo, si analizzano i due casi seguenti:

- massimo sbalzo assoluto (2.63m) e cordolo “stretto” (1.08m in direzione parallela ai tralicci);
- massimo sbalzo (2.54m) relativo al bordo con cordolo “largo” (1.45m in direzione parallela ai tralicci)

con il primo più gravoso per la prima fase ed il secondo per la seconda.

La larghezza di degli sbalzi è misurata dall'asse della trave principale al filo esterno dello sbalzo stesso, per cui i valori di calcolo di tali grandezze sarà al netto di metà della larghezza della piattabanda (0.25m), e quindi pari a:

$$l_{c,1} = 2.63 - 0.25 = 2.38 \text{ m} \quad l_{c,2} = 2.55 - 0.25 = 2.30 \text{ m}.$$

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralicci e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralicci.

Si precisa che l'area corrente inferiore del traliccio indicata in tabella è relativa ad una singola barra, quella messa in conto nell'analisi è invece relativa a due barre.



Verifica getto 1<sup>a</sup> fase

Carichi		
peso proprio predalle	2.03	kN/mq
getto integrativo	8.10	kN/mq
sovraccarico	2.25	kN/mq
parapetto provvisorio	0.60	kN/m
Geometria tralici		
larghezza lastra	1.20	m
interasse tralici	0.40	m
ø corrente superiore traliccio	16	mm
area correnti sup. / lastra	603	mmq
ø correnti inferiori traliccio	14	mm
area corrente inf.	154	mmq
area correnti inf. / lastra	924	mmq
momento di inerzia correnti inf.	1886	mmq x mmq
raggio di inerzia correnti inf.	3.50	mm
lunghezza libera di inflessione	19.5	cm
lambda correnti inf.	55.71	
lambda correnti inf.	56	
coeff. Omega	1.44	
ø corrente inf. integrativo	14	mm
area corrente inf. Integrativo	154	mmq
numero correnti inf. Integrativi	0	num
area correnti inf. / lastra	0	mmq
momento di inerzia correnti inf.	1886	mmq x mmq
raggio di inerzia correnti inf.	3.50	mmc
lunghezza libera di inflessione	56.7	cm
lambda correnti inf.	162.00	
lambda correnti inf.	162	
coeff. Omega	5.51	

altezza totale traliccio	19.50	cm
altezza utile traliccio	18.00	cm
ø staffa traliccio	8	mm
area staffa	50	mmq
area staffe / lastra	302	mmq
momento di inerzia staffa	201	mmq x mmq
raggio di inerzia staffa.	2.00	mmc
lunghezza libera di inflessione	19.54	cm
lambda staffe	98	
coeff. Omega	2.51	
alfa	1.2096	rad
beta	0.1759	rad
lunghezza sbalzo	2.38	m
lunghezza del tratto gettato	1.30	m
Sollecitazioni unitarie		
M	20.38	kNm/m
T	18.87	kN/m
Sollecitazioni sulla lastra		
M	24.46	kNm/lastra
T	22.65	kN/lastra
S staffe	24.59	kN/lastra
Tensioni sugli elementi		
Trazione sui correnti sup. dei tralici	225.3	N/mmq
Compressione nei correnti inf. dei tralici	211.8	N/mmq
Compressione nei correnti inf. integrativi	0.0	N/mmq
Compressione nelle staffe	204.7	N/mmq

### Verifica getto 2<sup>a</sup> fase

Carichi		
peso proprio predalle	2.03	kN/mq
getto integrativo	13.16	kN/mq
sovraccarico	2.25	kN/mq
parapetto provvisorio	0.60	kN/m
Geometria tralici		
larghezza lastra	1.20	m
interasse tralici	0.40	m
Ø corrente superiore traliccio	16	mm
area correnti sup. / lastra	603	mmq
Ø correnti inferiori traliccio	14	mm
area corrente inf.	154	mmq
area correnti inf. / lastra	924	mmq
momento di inerzia correnti inf.	1886	mmq x mmq
raggio di inerzia correnti inf.	3.50	mm
lunghezza libera di inflessione	19.5	cm
lambda correnti inf.	55.71	
lambda correnti inf.	56	
coeff. Omega	1.44	
Ø corrente inf. integrativo	14	mm
area corrente inf. Integrativo	154	mmq
numero correnti inf. Integrativi	0	num
area correnti inf. / lastra	0	mmq
momento di inerzia correnti inf.	1886	mmq x mmq
raggio di inerzia correnti inf.	3.50	mmc
lunghezza libera di inflessione	56.7	cm
lambda correnti inf.	162.00	
lambda correnti inf.	162	
coeff. Omega	5.51	

altezza totale traliccio	19.50	cm
altezza utile traliccio	18.00	cm
Ø staffa traliccio	8	mm
area staffa	50	mmq
area staffe / lastra	302	mmq
momento di inerzia staffa	201	mmq x mmq
raggio di inerzia staffa.	2.00	mmc
lunghezza libera di inflessione	19.54	cm
lambda staffe	98	
coeff. Omega	2.51	
alfa	1.2096	rad
beta	0.1759	rad
lunghezza sbalzo	2.30	m
lunghezza del tratto gettato	1.45	m
Sollecitazioni unitarie		
M	26.52	kNm/m
T	27.61	kN/m
Sollecitazioni sulla lastra		
M	31.83	kNm/lastra
T	33.13	kN/lastra
S staffe	35.97	kN/lastra
Tensioni sugli elementi		
Trazione sui correnti sup. dei tralici	293.2	N/mmq
Compressione nei correnti inf. dei tralici	275.7	N/mmq
Compressione nei correnti inf. integrativi	0.0	N/mmq
Compressione nelle staffe	299.3	N/mmq

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a  $f_{yd}$ .

#### 6.1.1.3 Lastre centrali

Come già precisato tali elementi presentano schema statico di trave continua a tre campate, con luce di calcolo pari a

$$l_c = 3.45m.$$

Si effettua la verifica sia per la sezione di mezzera della campata esterna, laddove si paleserà il massimo momento flettente positivo che per la sezione di appoggio intermedia, dove si avrà il massimo momento flettente negativo.

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralici e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralici.

Si precisa che l'area corrente inferiore del traliccio indicata in tabella è relativa ad una singola barra, quella messa in conto nell'analisi è invece relativa a due barre.

#### Verifica sezione di campata (Momento positivo)

Carichi		
peso proprio predalle	2.03	kN/mq
getto integrativo	8.10	kN/mq
sovraccarico	2.25	kN/mq
Geometria tralicci		
numero di tralicci nella lastra	3	n
Ø corrente superiore traliccio	14	mm
area corrente sup.	154	mmq
area correnti sup. / lastra	462	mmq
momento di inerzia corrente sup.	1886	mmq x mmq
raggio di inerzia corrente sup.	3.50	mm
lunghezza libera di inflessione	20	cm
lambda correnti sup.	57	
coeff. Omega	1.46	
Ø corrente inferiore traliccio	10	mm
area corrente inf.	79	mmq
numero di ferri inf. aggiuntivi	0	
Ø ferri inf. aggiuntivi	16	mm
area ferri aggiuntivi	201	mmq
altezza totale traliccio	19.50	cm
altezza utile traliccio	18.30	cm
Ø staffa traliccio	8	mm
area staffa	50	mmq
area staffe / lastra	302	mmq
momento di inerzia staffa	201	mmq x mmq
raggio di inerzia correnti inf.	2.00	mmc
lunghezza libera di inflessione	19.90	cm
lambda staffe	99.48	
lambda staffe	99	
coeff. Omega	2.72	

alfa	1.22	rad
beta	0.1942	rad
larghezza piattabanda	0.5	m
lunghezza sbalzo	0.00	m
lunghezza campata	3.45	m
Momento indotto dagli sbalzi	0.00	kNm/m
Sollecitazioni unitarie		
M=	18.41	kNm/m
T=	26.68	KN/m
Sollecitazioni sulla lastra		
larghezza lastra	1.20	m
M=	22.09	kNm/lastra
T=	32.02	kN/lastra
S staffe	34.81	kN/lastra
Tensioni sugli elementi		
Trazione sui correnti inf.	256.2	N/mm <sup>2</sup>
Compressione nei correnti sup.	381.7	N/mm <sup>2</sup>
Compressione nelle staffe	314.0	N/mm <sup>2</sup>

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a  $f_{yd}$ .

Verifica sezione di campata (Momento negativo)

Carichi			altezza totale traliccio	19.50	cm
peso proprio predalle	2.03	kN/mq	altezza utile traliccio	18.30	cm
getto integrativo	8.10	kN/mq	Ø staffa traliccio	8	mm
sovraccarico	2.25	kN/mq	area staffa	50	mmq
parapetto provvisorio	0.00	kN/m	area staffe / lastra	302	mmq
			momento di inerzia staffa	201	mmq x mmq
Geometria tralicci			raggio di inerzia staffa.	2.00	mmc
larghezza lastra	1.20	m	lunghezza libera di inflessione	19.90	cm
interasse tralicci	0.40	m	lambda staffe	99.48	
Ø corrente superiore traliccio	14	mm	lambda staffe	99	
area correnti sup. / lastra	462	mmq	coeff. Omega	2.51	
Ø correnti inferiori traliccio	10	mm	alfa	1.2150	rad
area corrente inf.	79	mmq	beta	0.1942	rad
area correnti inf. / lastra	471	mmq	luce della lastra	3.45	m
momento di inerzia correnti inf.	491	mmq x mmq			m
raggio di inerzia correnti inf.	2.50	mm	Sollecitazioni unitarie		
lunghezza libera di inflessione	19.5	cm	M	16.37	kNm/m
lambda correnti inf.	78.00		T	26.09	kN/m
lambda correnti inf.	78				
coeff. Omega	1.44		Sollecitazioni sulla lastra		
Ø corrente inf. integrativo	14	mm	M	19.64	kNm/lastra
area corrente inf. Integrativo	154	mmq	T	31.31	kN/lastra
numero correnti inf. Integrativi	0	num	S staffe	34.04	kN/lastra
area correnti inf. / lastra	0	mmq			
momento di inerzia correnti inf.	1886	mmq x mmq	Tensioni sugli elementi		
raggio di inerzia correnti inf.	3.50	mmc	Trazione sui correnti sup. dei tralicci	232.4	N/mm <sup>2</sup>
lunghezza libera di inflessione	56.7	cm	Compressione nei correnti inf. dei tralicci	327.9	N/mm <sup>2</sup>
lambda correnti inf.	162.00		Compressione nei correnti inf. integrativi	0.0	N/mm <sup>2</sup>
lambda correnti inf.	162		Compressione nelle staffe	283.3	N/mm <sup>2</sup>
coeff. Omega	5.51				

## 6.2 FASE DEFINITIVA

Nella fase definitiva, corrispondente all'esercizio del ponte, risultano efficaci le armature di forza inserite in opera, mentre non si tengono in conto quelle dei tralicci delle predalles.

Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti è stato effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria, orientata, come già ricordato, secondo una direzione inclinata di circa 35° rispetto alle travi principali e corrispondente alla direzione di orditura delle armature.

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

- Schema a mensola per la valutazione delle sollecitazioni negli sbalzi;
- Schema statico di trave continua su 6 appoggi (a favore di sicurezza senza sbalzo) per lo studio delle sollecitazioni nelle campate e negli appoggi intermedi.

### 6.2.1 SBALZO (VERIFICA IN ASSE TRAVE)

Vista la variabilità della larghezza degli sbalzi e la presenza di due tipologie di cordoli differenti (cordolo "stretto", senza barriera antirumore e cordolo "largo", con barriera antirumore), il calcolo delle sollecitazioni e la verifica delle armature si effettua per il caso del cordolo "largo" con barriera, per la luce massima che tale elemento presenta (2.55m). Tale caso è più gravoso di quello del massimo sbalzo assoluto (2.63m), relativo al cordolo "stretto" poiché la modestissima differenza fra le luci è influente rispetto ai maggiori carichi che agiscono nel caso del cordolo "largo".

#### 6.2.1.1 Carichi permanenti

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave a sbalzo di luce pari a 2.55m. La luce di calcolo è riferita all'asse verticale della trave metallica, la larghezza di calcolo è assunta pari a 1.0m. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

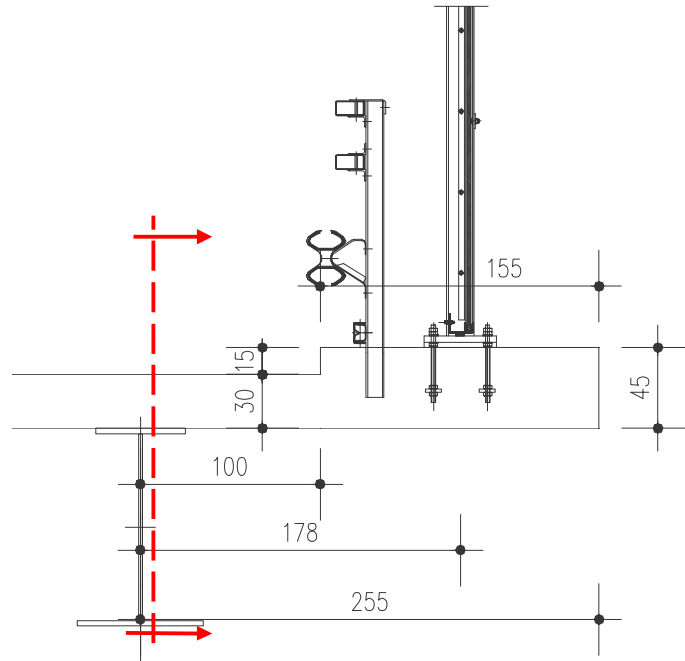
##### 1) Pesi strutturali

- Peso proprio soletta:	$g_1$	$= 0.30 * 25.00 = 7.50 \text{ kN/m}^2$
-------------------------	-------	--

##### 2) Pesi permanenti portati

- Cordoli:	$g_2$	$= 0.15 * 25.00 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
- Pavimentazione:	$g_2'$	$= 3.00 \text{ kN/m}^2$
- Veletta:	$P_1$	$= 0.25 * 0.15 * 25.00 = 0.95 \text{ kN/m}$
- Barriera antirumore+sicurvita:	$P_2$	$= 6.70 \text{ kN/m}$

Nel seguito si definiscono le sollecitazioni relative a tali carichi, riferendosi alla successiva Figura 6-1



**Figura 6-1 Geometria dello sbalzo**

**PESO PROPRIO SOLETTA**

$$M = g_1 * l_1^2 / 2 = 7.50 * 2.55^2 / 2 = 24.38 \text{ kN*m}$$

$$T = g_1 * l_1 = 7.50 * 2.55 = 19.12 \text{ kN}$$

**PESO CORDOLI**

$$M = g_2 * b_{\text{cord}} * l_2^2 = 3.75 * 1.55 * 1.78 = 10.41 \text{ kN*m}$$

$$T = g_2 * b_{\text{cord}} = 3.75 * 1.55 = 5.85 \text{ kN}$$

**PESO PAVIMENTAZIONE**

$$M = g_2' * l_3^2 / 2 = 3.00 * 1.00^2 / 2 = 1.50 \text{ kN*m}$$

$$T = g_2' * l_3 = 3.00 * 1.00 = 3.00 \text{ kN}$$

**PESO VELETTA**

$$M = P_1 * l_1 = 0.95 * 2.55 = 2.42 \text{ kN*m}$$

$$T = P_1 = 0.95 \text{ kN}$$

**PESO BARRIERA+ SICURVIA**

$$M = P_2 * l_4 = 6.70 * 1.78 = 11.93 \text{ kN*m}$$

$$T = P_2 = 6.70 \text{ kN}$$

### 6.2.1.2 Carichi accidentali

I carichi accidentali agenti sono i carichi mobili da traffico  $q_1$ , l'urto del veicolo in svio  $q_8$ , il vento ed il carico accidentale per manutenzione  $q_5$  definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali.

La disposizione sarà quella più sfavorevole per la determinazione dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

#### 6.2.1.2.1 Carichi mobili ( $q_1$ )

Si considerano gli Schemi di Carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso, sia per le azioni flessionali che per quelle taglianti.

Si dispongono le ruote rispettivamente in adiacenza al cordolo per lo studio delle sollecitazioni flessionali ed in prossimità dell'asse verticale della trave metallica per quelle taglianti come illustrato nelle figure di seguito riportate.

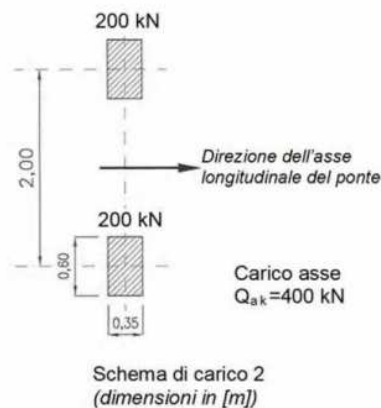


Figura 6-2: Disposizione dello Schema di Carico 2

I carichi concentrati considerati ai fini delle verifiche locali ed associati agli schemi di carico 1 e 2, si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta; si considera inoltre una diffusione a  $45^\circ$  fino al piano medio della soletta e verso l'asse della trave.

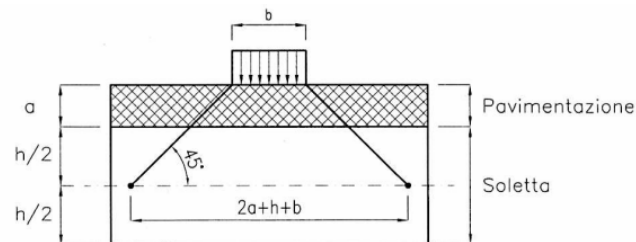
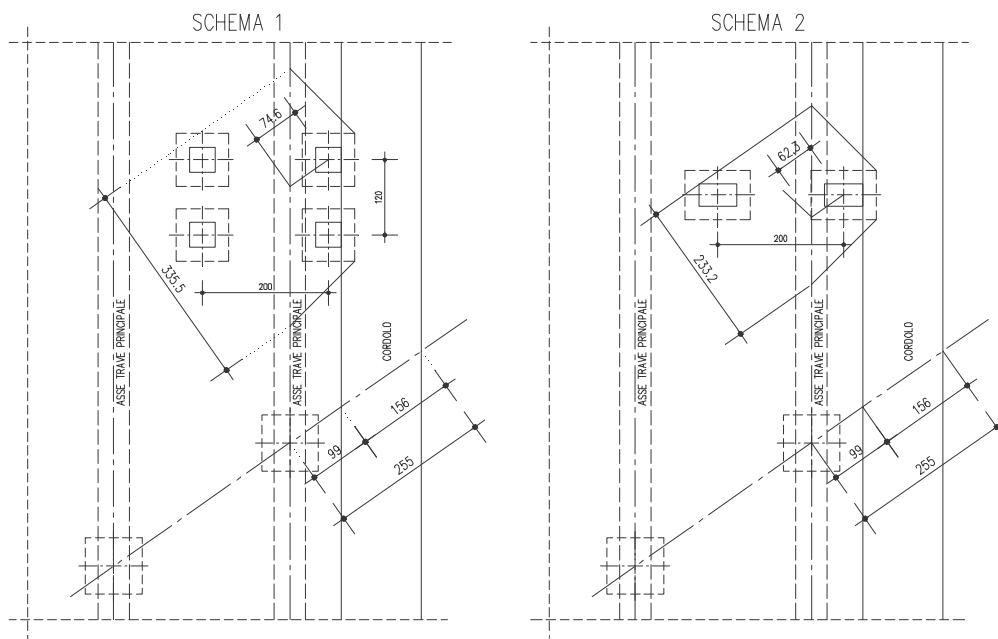
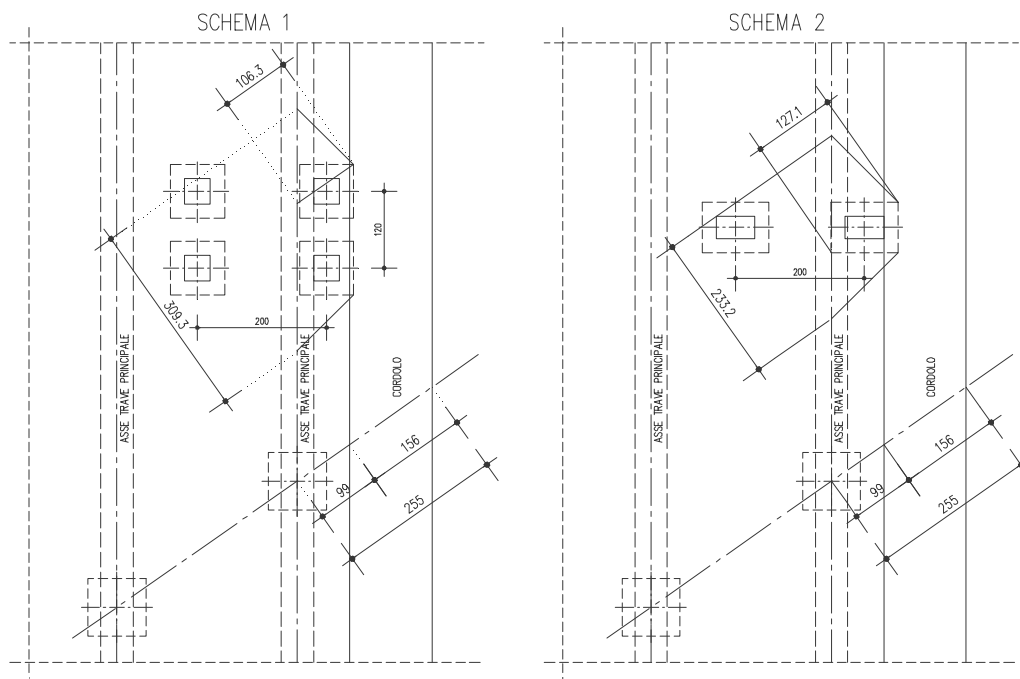


Figura 6-3: Diffusione dei carichi concentrati nella soletta

Le immagini seguenti riportano i posizionamenti dei mezzi, le aree di diffusione dei carichi e le basi collaboranti dei casi analizzati. Si rammenta che nello schema 1 alle azioni concentrate del mezzo si somma il carico distribuito sulla corsia pari a  $9.00 \text{ kN/m}^2$ .



**Figura 6-4: Base resistente per momento flettente**



**Figura 6-5 Base resistente per taglio**

MOMENTO FLETTENTE

Analizzando la Figura 6-4 avremo le seguenti sollecitazioni unitarie per i due schemi di carico

- Schema 1:  $M_1 = 300 \cdot 0.75 / 3.35 + 9.00 \cdot 0.75^2 / 2 = 69.69 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$
- Schema 2:  $M_2 = 200 \cdot 0.63 / 2.33 = 54.08 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$

Lo schema 1 risulta quindi essere quello più significativo.



TAGLIO

Analizzando la Figura 6-5 avremo le seguenti sollecitazioni unitarie per i due schemi di carico

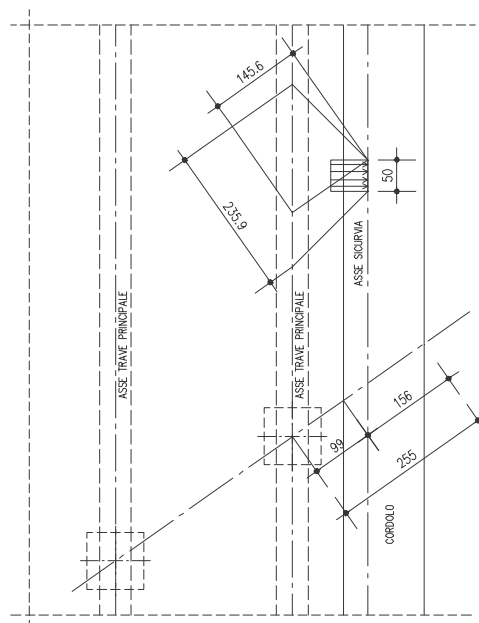
- Schema 1:  $T_1 = 300 \cdot 3.09 + 9.00 = 106.09 \text{ kN/m}$

- Schema 2:  $T_2 = 200 / 2.33 = 85.84 \text{ kN/m}$

Lo schema 1 risulta quindi essere quello più significativo.

6.2.1.2.2 Urto di veicolo in svio ( $q_8$ )

La forza orizzontale equivalente di collisione è assunta pari a 100 kN e viene considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera - 0,10m), h2 = 1,00m (punto 3.6.3.3.2 delle NTC).



**Figura 6-6 Base resistente per urto del veicolo in svio**

Riferendoci alla Figura 6-6 avremo le seguenti sollecitazioni:

$$M_{q8} = 100 (1.00 + 0.15) / 2.35 = 48.95 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q8} = 100 / 2.35 = 42.55 \text{ kN/m}$$

6.2.1.2.3 Carico accidentale ( $q_5$ )

Si assume la presenza di un carico accidentale pari a

$$q = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

agente sulla parte praticabile di soletta.

Avremo

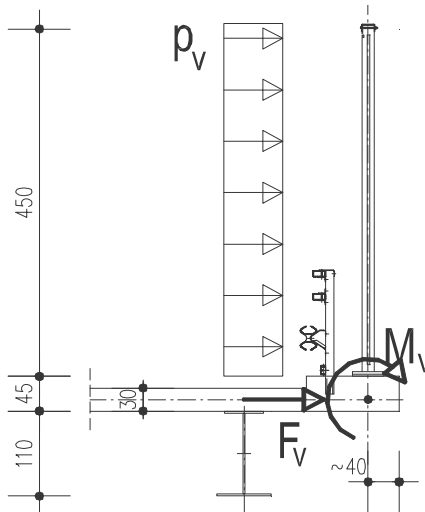
$$M_{q5} = 1.50 \cdot 1.78^2 / 2 = 2.46 \text{ kNm/m}$$

$$T_{q5} = 1.50 \cdot 1.78 = 2.76 \text{ kN/m}$$

6.2.1.2.4 Vento ( $q_{5'}$ )

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a  $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$ .

Lo schema statico ed il caricamento relativo a tale azione è riportato nella figura seguente.



**Figura 6-7 Schema dell'azione del vento sulla barriera**

Riferendoci alla Figura 6-6 avremo le seguenti sollecitazioni:

$$M_{q5'} = 2.50 \cdot 4.5^2 / 2 = 25.31 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q5'} = 2.50 / 4.5 = 11.25 \text{ kN/m}$$

**6.2.1.3 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico**

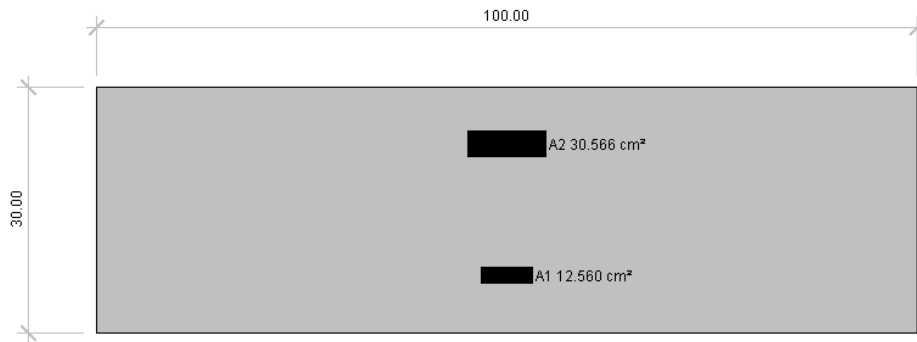
Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni relative ai carichi elementari agenti, e le relative combinazioni di carico.

**SEZIONE DI APPOGGIO (SBALZO)**

	Momento flettente	Taglio	Sforzo assiale
Carichi	M (kNm)	T (kN)	N (kN)
Peso proprio predalles+getto ( $G_1$ )	-24.38	19.12	-
Carichi permanenti ( $G_2$ )	-26.26	16.5	-
Urto di veicolo ( $q_8$ )	-48.95	-	42.6
Accidentale per manutenzione	-2.46	2.76	-
Vento	-25.31	-	11.3
Mobili ( $Q$ )	-67.16	108.45	-
<b>Combinazioni</b>			
Fondamentale <b>SLU</b>	-188.0	199.5	10.125
Caratteristica <b>SLE</b>	-133.0	144.1	6.75
Frequente <b>SLE</b>	-101.0	117.0	-
Eccezionale <b>SLU</b>	-166.8	144.1	42.6

La geometria e le caratteristiche resistenti della sezione di verifica sono riportate nella tabella e nell'immagine seguente.

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ24/25'' + 1Φ20/25' (A <sub>s</sub> '=30.56cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura superiore (cm)	7.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' (A <sub>s</sub> =12.56cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00cm



**6.2.1.4 Verifiche di resistenza SLV**

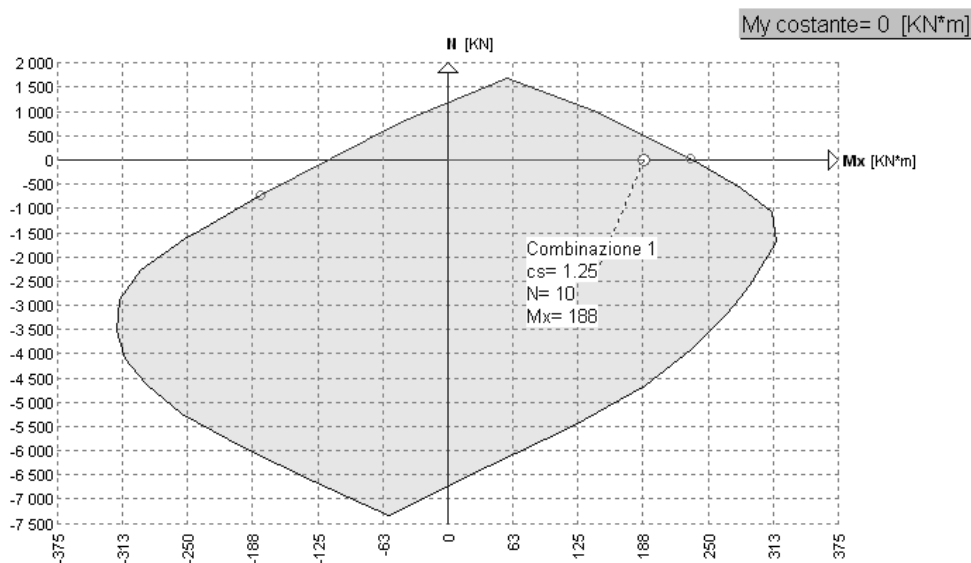
Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi utilizzando le sollecitazioni della combinazione fondamentale:

$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot 1.35 \cdot (Q_5 + Q_5')$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a tensoflessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m

VERIFICA A TENSOFLESSIONE



**Sezione di calcestruzzo C32/40**

C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1.500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck} \rightarrow f_{ck} = 0.83$

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 40000.00$

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd} = 18813.33$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.0035$   $\epsilon_{sup} = 1$

**Armatura B450**

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.150

Resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450000.00$

Resistenza di calcolo  $f_{pd} = 391304.30$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.01$   $\epsilon_{sup} = 0.01$

**Sollecitazioni Resistenti (M,N)**

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-6738	-0.0035 (sez)	1187	0.01 (arm)
Mx	-116	-0.0035 (sez)	235	-0.0035 (sez)
My	-469	-0.0035 (sez)	469	-0.0035 (sez)

**Sollecitazioni di progetto**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx
My					
1	Combinazione 1	10	0.00	0.00	188
0					

**Verifiche**

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.2472	sezione

VERIFICA A TAGLIO (Sezione in asse trave)

La verifica al taglio per sezioni prive di specifica armatura è riportata nel seguito, con riferimento alla simbologia delle NTC2008.

$V_{Ed}$	199.50	kN
$N_{Ed}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$f_{cd}$	18.8	
$b_w$	1000	mm
$h$	300	mm
$c$	5.1	mm
$d$	294.9	mm
$f$	22	mm
$n^\circ$	8	
$A_{sl}$	3039.52	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.010	
$\sigma_{cp}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>
$k$	1.8235	
$V_{min}$	0.4966	
	209.50	kN
	146.45	kN
$V_{rd}$	209.50	kN
<b>SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO</b>		

### 6.2.1.5 Verifiche di resistenza SLV eccezionale

Per tale verifica ci si riferisce alla combinazione per carichi eccezionali:

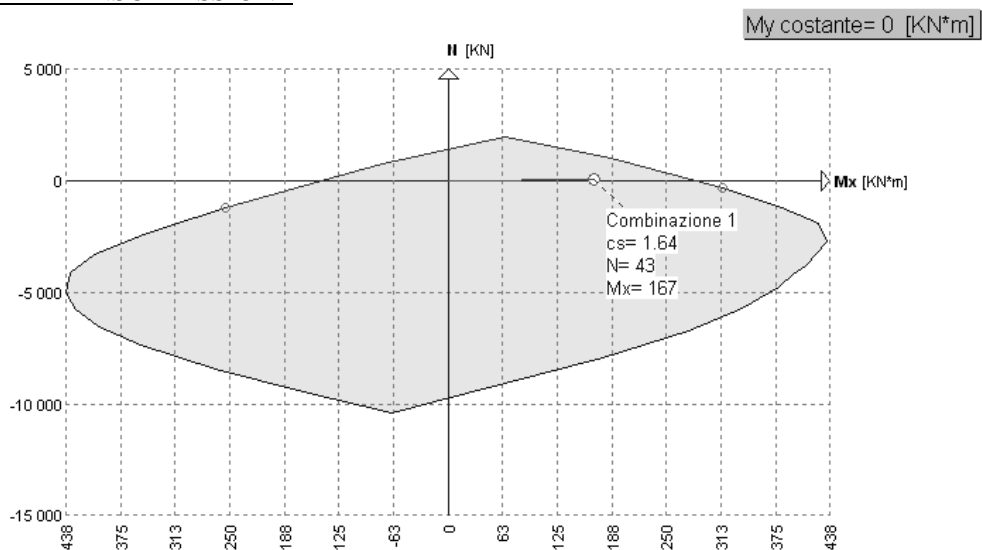
$$G_1 + G_2 + Q_8$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

I coefficienti di sicurezza parziali per i materiali sono in questo caso pari a  $\gamma_s = \gamma_c = 1$ .

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a tensoflessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m

#### VERIFICA A TENSOFLESSIONE



#### Sezione di calcestruzzo C32/40

C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1.000

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck} \rightarrow f_{cd} = 0.83$

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 40000.00$

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd} = 28220.00$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.0035$   $\epsilon_{sup} = 1$

#### Armatura B450

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.000

Resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450000.00$

Resistenza di calcolo  $f_{yd} = 450000.00$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.01$   $\epsilon_{sup} = 0.01$

#### Sollecitazioni Resistenti (M,N)

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-9739	-0.0035 (sez)	1382	0.01 (arm)
Mx	-142	-0.0035 (sez)	280	-0.0035 (sez)
My	-618	-0.0035 (sez)	618	-0.0035 (sez)

**Sollecitazioni di progetto**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx
My					
1	Combinazione 1	43	0.00	0.00	167
0					

**Verifiche**

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.6398	armatura

VERIFICA A TAGLIO

Non significativa

**6.2.1.6 Verifiche a fessurazione (SLE)**

Le prescrizioni relative ai limiti per le verifiche a fessurazione prevedono di considerare condizioni “molto aggressive” per l’elemento in oggetto (vedi par. 3.2).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo “poco sensibile”.

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico frequente:

$$G_1 + G_2 + 0.75Q_{\text{tandem}} + 0.40Q_{\text{mobili,unif}}$$

In ambiente di tipo “molto aggressivo”, sotto l’azione della combinazione frequente, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale  $w_1 = 0.2\text{mm}$ .

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$  confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- Verifica di apertura delle fessure: Il valore di calcolo di apertura delle fessure non deve superare il valore nominale  $w_1$ .

La verifica si effettua mediante un foglio di calcolo di cui si riporta nel seguito il tabulato di output.

<b>Caratteristiche dei materiali</b>				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R <sub>ck</sub> =	45	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo elastico acciaio	E <sub>s</sub> =	2.1E+05	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>				
Altezza	H =	30.00	cm	
Larghezza	B =	100.00	cm	
Area acciaio teso	A <sub>s</sub> =	30.65	cm <sup>2</sup>	
Copriferro baricentro acciaio teso	c <sub>s</sub> =	5.10	cm	
Area acciaio compresso	A' <sub>s</sub> =	12.57	cm <sup>2</sup>	
Copriferro acciaio compresso	c's =	7.00	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	4.20	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	4.60	cm	
Diametro massimo barre tese	Φ =	2.40	cm	
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di esercizio	M <sub>es</sub> =	101.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N <sub>es</sub> =	0.00	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f <sub>ctm</sub> =	3.35	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza limite per formazione fessure	σ <sub>t</sub> =	2.79	N/mm <sup>2</sup>	
Distanza baricentro da lembo compresso	x <sub>g</sub> =	15.83	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	W <sub>sr</sub> =	19736	cm <sup>3</sup>	
Momento di formazione delle fessure	M <sub>ff</sub> =	55.13	kNm	
Trazione nel cls prodotta da M <sub>es</sub> ed N <sub>es</sub>	σ <sub>ct</sub> =	5.12	N/mm <sup>2</sup>	> σ <sub>mat</sub>
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	101.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	x =	10.76	cm	
Tensione cls	σ <sub>c</sub> =	-7.99	N/mm <sup>2</sup>	
Tensione barra esterna tesa	σ <sub>s</sub> =	154.04	N/mm <sup>2</sup>	
Momento di fessurazione	M <sub>sr</sub> =	66.2	kNm	
Tensione nell'acciaio prodotta da M <sub>sr</sub>	σ <sub>sr</sub> =	100.9	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>				
Distanza fra le barre	s =	12.5	cm	
Coefficiente k <sub>2</sub>	k <sub>2</sub> =	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	σ <sub>1</sub> =	5.12	N/mm <sup>2</sup>	
	σ <sub>2</sub> =	-5.72	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente k <sub>3</sub>	k <sub>3</sub> =	0.125		
Larghezza efficace	b <sub>eff</sub> =	12.5	cm	
Altezza efficace	d <sub>eff</sub> =	9.6	cm	
Area efficace	A <sub>ceff</sub> =	120.2	cm <sup>2</sup>	
Area armature poste in A <sub>ceff</sub>	A <sub>s</sub> =	3.83	cm <sup>2</sup>	
Distanza media fra due fessure attigue	s <sub>rm</sub> =	14.67	cm	
<b>Deformazione unitaria media</b>				
Coefficiente β <sub>1</sub>	β <sub>1</sub> =	1.0		
Coefficiente β <sub>2</sub>	β <sub>2</sub> =	0.5		
Deformazione unitaria media	ε <sub>sm</sub> =	5.762E-04		
<b>Ampiezza fessura</b>	w <sub>k</sub> =	0.14	mm	< w <sub>amm</sub>

### 6.2.1.7 Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

#### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + Q_{\text{tandem}} + Q_{\text{mobili,unif}}$$

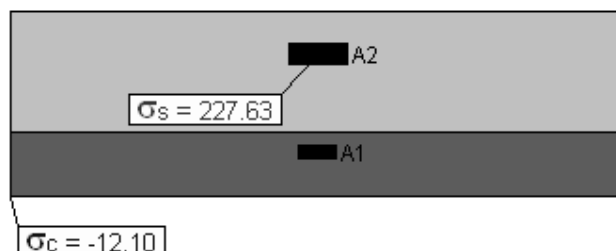
Le tensioni limite sono quindi

$$\sigma_{c, \text{max}} = 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 0,83 * 40 = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \text{max}} = 0,8 * f_{yk} = 0,8 * 450 = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

### VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Unità di misura: [L]=mm [F]=N



#### **Combinazione 1**

N= 6750

M x-x= 133000000

#### **Sezione parzializzata**

asse neutro: da x=-500.00 y=102.04

a x=500.00 y=102.04

Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.



## 6.2.2 SBALZO (VERIFICA A FILO CORDOLO)

Questa sezione è sollecitata in particolare dall'urto del veicolo sul sicurvìa, in quanto presenta la minore base collaborante rispetto a questa forte azione localizzata; la verifica si effettua unicamente per la condizione SLV eccezionale, che contempla appunto l'urto del mezzo in svio.

Il calcolo si effettua riferendosi al cordolo "largo" che presenta un'incidenza maggiore dei pesi propri e permanenti.

### 6.2.2.1 Carichi permanenti

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave a sbalzo di luce pari a 2.55m. La luce di calcolo è riferita all'asse verticale della trave metallica, la larghezza di calcolo è assunta pari a 1.0m. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

#### 1) Pesi strutturali

- Peso proprio soletta:  $g_{1'} = 0.30 * 25.00 = 7.50 \text{ kN/m}^2$

#### 2) Pesi permanenti portati

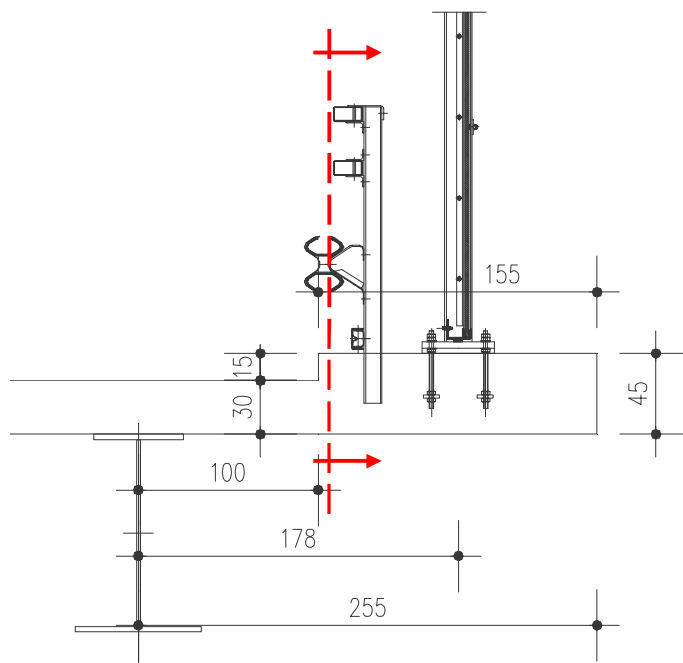
- Cordoli:  $g_{2'} = 0.15 * 25.00 = 3.75 \text{ kN/m}^2$

- Veletta:  $P_{1'} = 0.25 * 0.15 * 25.00 = 0.95 \text{ kN/m}$

- Barriera antirumore+sicurvìa:  $P_{2'} = 6.70 \text{ kN/m}$

Nel seguito si definiscono le sollecitazioni relative a tali carichi, riferendosi alla successiva Figura 6-8.

Si trascura la sollecitazione di taglio perché non affetta dall'urto del veicolo e quindi non significativa in questa sezione.



**Figura 6-8 Geometria dello sbalzo e individuazione sezione di verifica**

PESO PROPRIO SOLETTA

$$M = g_1 * l_1^2 / 2 = 7.50 * 1.56^2 / 2 = 9.13 \text{ kN*m}$$

PESO CORDOLI

$$M = g_2 * b_{\text{cord}} * l_2^2 = 3.75 * 1.56^2 / 2 = 4.56 \text{ kN*m}$$

PESO VELETTA

$$M = P_1 * l_1 = 0.95 * 1.56 = 1.48 \text{ kN*m}$$

PESO BARRIERA+ SICURVIA

$$M = P_2 * l_4 = 6.70 * 0.78 = 5.36 \text{ kN*m}$$

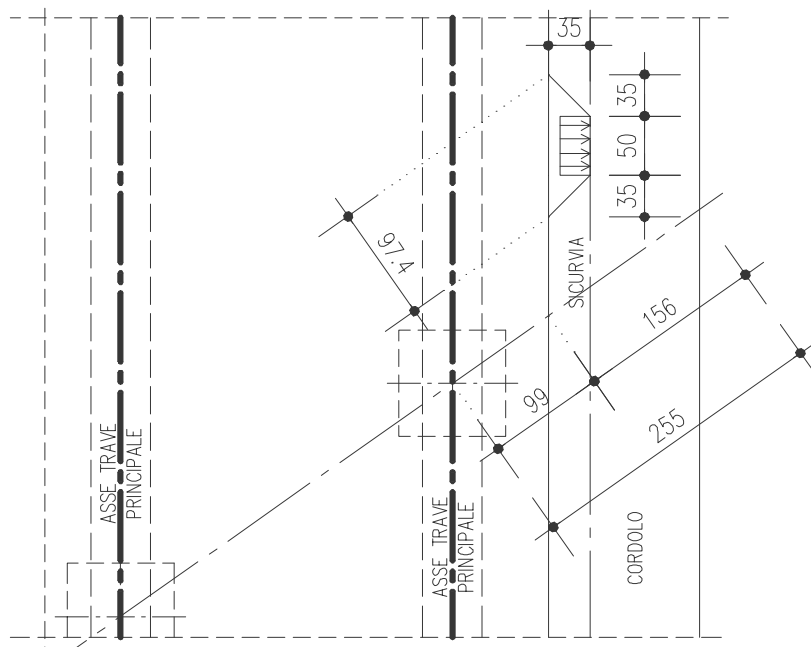
**6.2.2.2 Carichi accidentali**

I carichi accidentali agenti sono costituiti dal solo urto del veicolo in svio  $q_8$ .

La disposizione sarà quella più sfavorevole per la determinazione dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

**6.2.2.2.1 Urto di veicolo in svio ( $q_8$ )**

La forza orizzontale equivalente di collisione è assunta pari a 100 kN e viene considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota  $h$ , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni  $h_1$ ,  $h_2$ , dove  $h_1$  = (altezza della barriera - 0,10m) ,  $h_2$  = 1,00m (punto 3.6.3.3.2 delle NTC).



**Figura 6-9 Base resistente per urto del veicolo in svio**

Riferendoci alla Figura 6-9 avremo:

$$B_{coll} = 0.95m$$

$$M_{q8} = 100 (1.00+0.15)/0.95 = 121.05 \text{ kNm/m}$$

$$N_{q8} = 100 / 0.95 = 105.26 \text{ kN/m}$$

### 6.2.2.3 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico

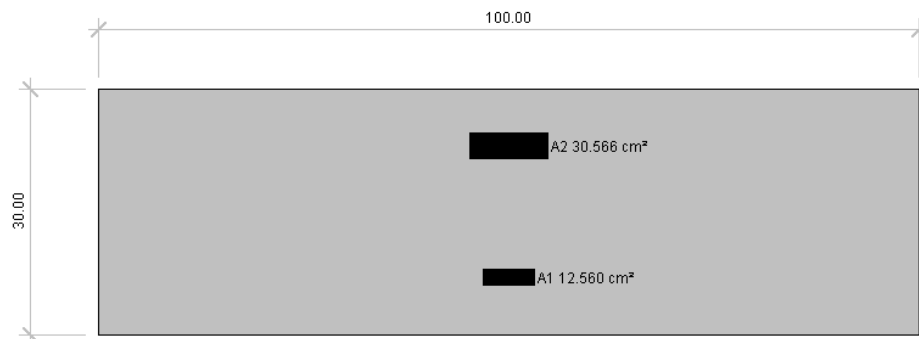
Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni relative ai carichi elementari agenti, e le relative combinazioni di carico.

#### SEZIONE A FILO CORDOLO (SBALZO)

	Momento flettente	Taglio	Sforzo assiale
Carichi	M (kNm)	T (kN)	N (kN)
Peso proprio predalles+getto ( $G_1$ )	-9.13		
Carichi permanenti ( $G_2$ )	-6.04		
Urto di veicolo ( $q8$ )	-121.05		105.3
<b>Combinazioni</b>			
Eccezionale <b>SLU</b>	-136.2	0.0	105.3

La geometria e le caratteristiche resistenti della sezione di verifica sono riportate nella tabella e nell'immagine seguente.

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ24/25'' + 1Φ20/25' ( $A_s = 30.56 \text{ cm}^2$ )
Copriferro armatura superiore (cm)	7.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' ( $A_s = 12.56 \text{ cm}^2$ )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00cm



### 6.2.2.4 Verifiche di resistenza SLV eccezionale

Per tale verifica ci si riferisce alla combinazione per carichi eccezionali:

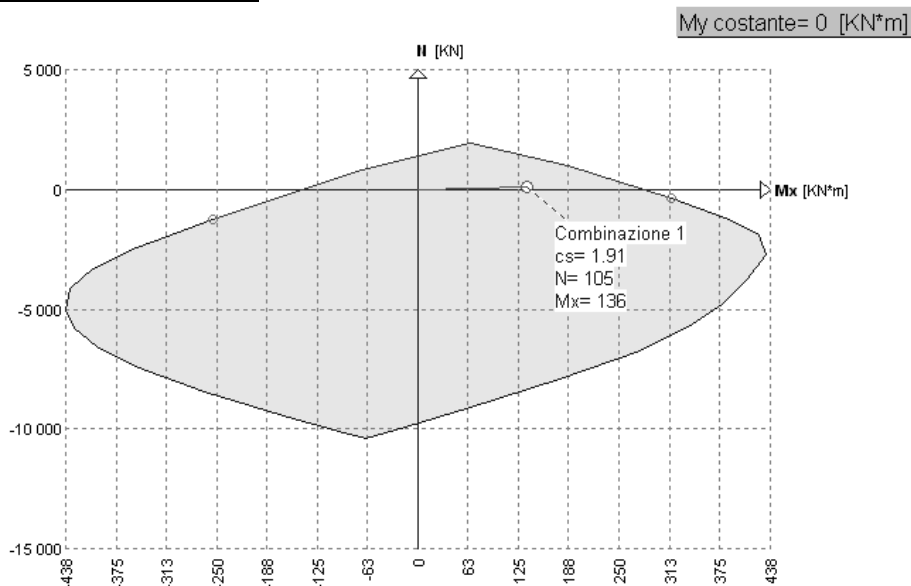
$$G_1 + G_2 + Q_8$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

I coefficienti di sicurezza parziali per i materiali sono in questo caso pari a  $\gamma_s = \gamma_c = 1$ .

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a tensoflessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m

**VERIFICA A TENSOFLESSIONE**



**Sezione di calcestruzzo C32/40**

C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1.000

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck} \rightarrow f_{ck} = 0.83$

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 40000.00$

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd} = 28220.00$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.0035$   $\epsilon_{sup} = 1$

**Armatura B450**

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.000

Resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450000.00$

Resistenza di calcolo  $f_{yd} = 450000.00$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.01$   $\epsilon_{sup} = 0.01$

**Sollecitazioni Resistenti (M,N)**

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-9739	-0.0035 (sez)	1382	0.01 (arm)
Mx	-142	-0.0035 (sez)	280	-0.0035 (sez)
My	-618	-0.0035 (sez)	618	-0.0035 (sez)

**Sollecitazioni di progetto**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Combinazione 1	105	0.00	0.00	136	0

**Verifiche**

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.9143	armatura

### 6.2.3 ZONA CENTRALE

La zona centrale della soletta presenta schema statico di trave continua su 6 appoggi; a favore di sicurezza nel calcolo delle sollecitazioni non si considera la presenza degli sbalzi.

La luce di calcolo, riferita all'asse verticale delle travi metalliche, è pari a 3.45m per ciascuna campata.

I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

Le azioni si determinano per una fascia di soletta di larghezza pari alla base collaborante relativa ai carichi mobili da traffico, pari a

$$B_{coll} = 3.27m \quad (\text{vedi successivo par.6.2.3.2.1})$$

Come precedentemente specificato tale fascia risulta essere inclinata rispetto alla giacitura delle travi principali di circa 35°, e quindi parallela alla direzione delle armature trasversali.

Le sollecitazioni di calcolo per i vari carichi sono determinate mediante un semplice modello piano sviluppato con il programma SAP2000. Di seguito si riporta la determinazione delle azioni elementari implementate in tale modello.

#### 6.2.3.1 Carichi permanenti

##### 1) Pesi strutturali

- Peso proprio soletta:  $g_1 = 0.30 * 25.00 * 3.27 = 24.52 \text{ kN/m}$

##### 2) Pesi permanenti portati

- Pavimentazione:  $g_2 = 3.00 * 3.27 = 9.81 \text{ kN/m}$

#### 6.2.3.2 Carichi accidentali

I carichi accidentali agenti sono i carichi mobili da traffico  $q_1$  ed il vento  $q_5$ , definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali.

La disposizione sarà quella più sfavorevole per la determinazione dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglienti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

##### 6.2.3.2.1 Carichi mobili ( $q_1$ )

Si considera lo Schema di Carico 1 con i posizionamenti che determinano le maggiori sollecitazioni flessionali, positive e negative, e taglienti. Come già specificato al precedente par. 6.2.1.2.1 si considera la diffusione dei carichi attraverso la pavimentazione ed il semispessore della soletta.

La larghezza della fascia di soletta interessata dal carico del mezzo relativo allo schema 1 (base collaborante,  $B_{coll} = 3.27m$ ) è individuato dalla successiva Figura 6-10.

La Figura 6-11 riporta invece i posizionamenti implementati per determinare le maggiori sollecitazioni nelle sezioni di campata laterale (combinazioni "M+1" e "M+2") e di appoggio esterno ("M-1").

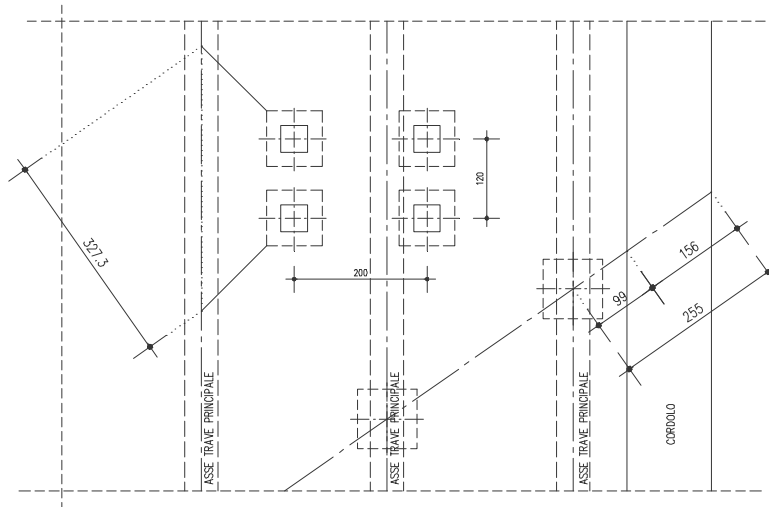


Figura 6-10: Base collaborante per carichi mobili

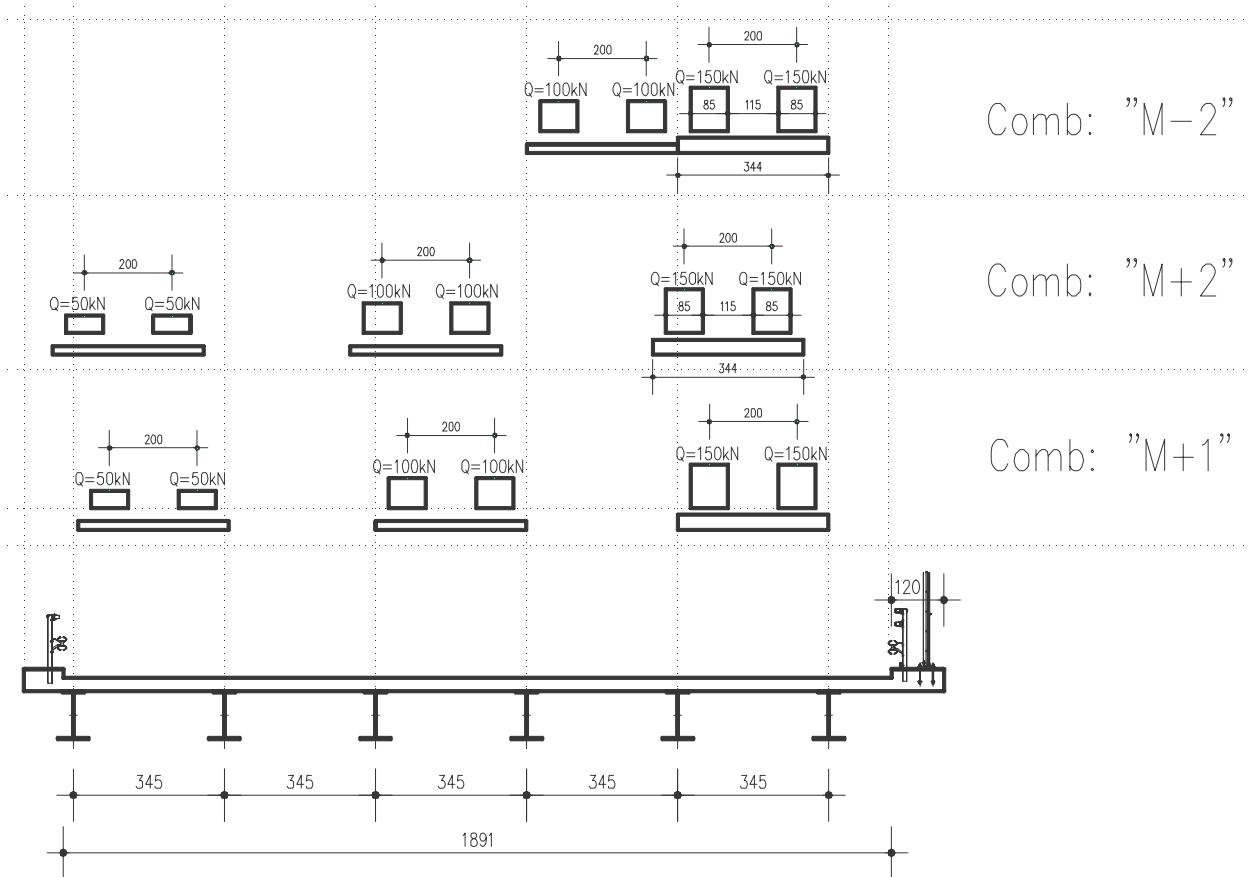


Figura 6-11 Posizionamenti dei carichi mobili

Il peso di ogni coppia di ruote si ripartirà trasversalmente su di una impronta di larghezza

$b = 0.85m$

I carichi da implementare nel modello saranno quindi così definiti:

CORSIA 1

$$Q_1 = Q_{1k} / b = 150 / 0.85 = 176.47 \text{ kN/m}$$

$$q_1 = q_{1k} * B_{coll} = 0.9 * 3.27 = 29.43 \text{ kN/m}$$

CORSIA 2

$$Q_2 = Q_{2k} / b = 100 / 0.85 = 117.65 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = q_{2k} * B_{coll} = 0.25 * 3.27 = 8.18 \text{ kN/m}$$

CORSIA 3

$$Q_3 = Q_{3k} / b = 50 / 0.85 = 58.82 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = q_{3k} * B_{coll} = 0.25 * 3.27 = 8.18 \text{ kN/m}$$

6.2.3.2.2 Vento (q<sub>5</sub>)

Si considera l'azione del vento sui mezzi costituenti lo "schema di carico 1", secondo lo schema di Figura 6-12.

La pressione del vento è pari a:

$$p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

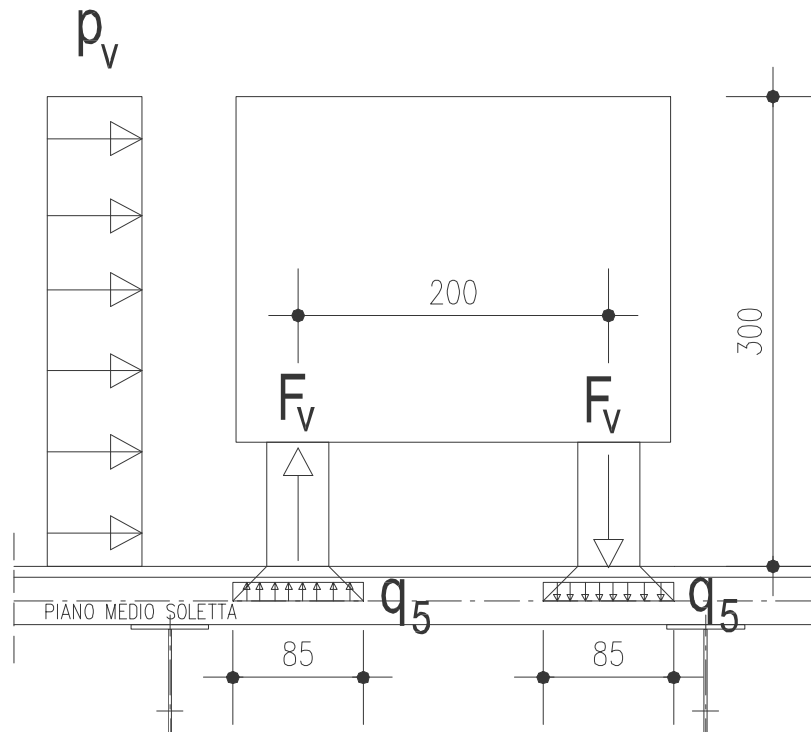


Figura 6-12 Azioni dovute al vento agente sui mezzi stradali

Avremo quindi

$$m_v = 2.50 * 3.00^2 / 2 = 11.25 \text{ kN*m/m}$$

$$f_v = m_v / 2.00 = 5.625 \text{ kN/m}$$

Riferendoci alla base resistente assunta per il calcolo della soletta avremo le seguenti sollecitazioni complessive:

$$F_v = f_v * B_{coll} = 5.625 * 3.27 = 18.39 \text{ kN}$$

$$q_s = F_v / b = 18.39 / 0.85 = 21.64 \text{ kN/m}$$

Si effettuano due posizionamenti di carichi dovuti al vento, rappresentati nella sottostante Figura 6-13, caratterizzati dalla presenza di una sola delle due ruote del mezzo sulla campata in oggetto. Non si considera il caso di due entrambe le ruote sulla stessa campata perché meno gravoso.



**Figura 6-13 Condizioni di carico relative al vento**

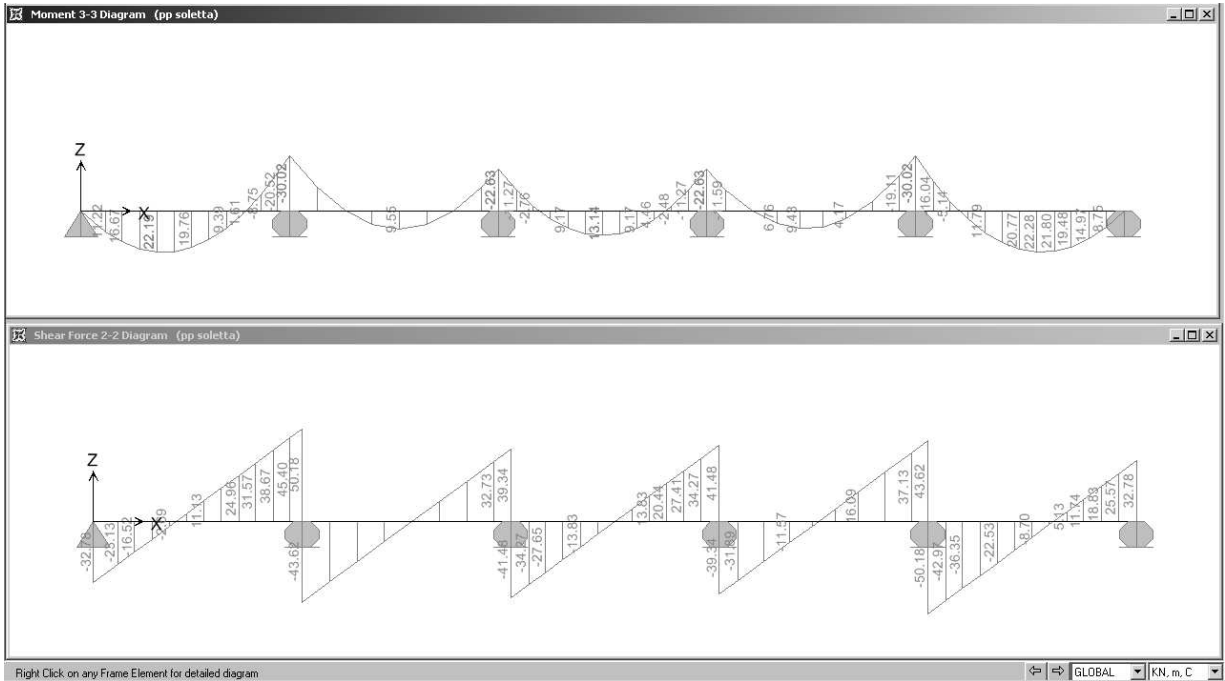
Il posizionamento della condizione “vento” determina il massimo momento flettente nella sezione di mezziera della campata esterna, quello della condizione “vento\_M-“ il massimo momento flettente negativo nella sezione di appoggio adiacente alla campata esterna.



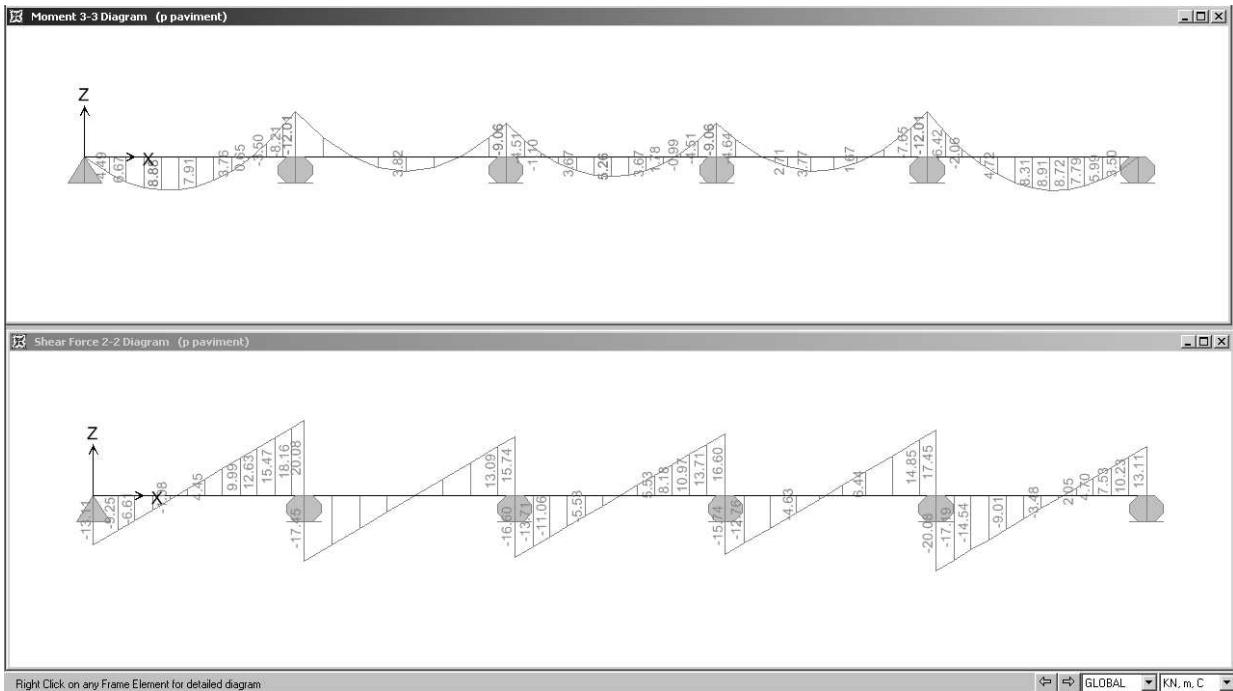
### 6.2.3.3 Diagrammi delle sollecitazioni

Nel seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni dovuti ai carichi elementari, riferiti alla fascia di soletta collaborante, di larghezza  $B_{coll} = 3.27m$ .

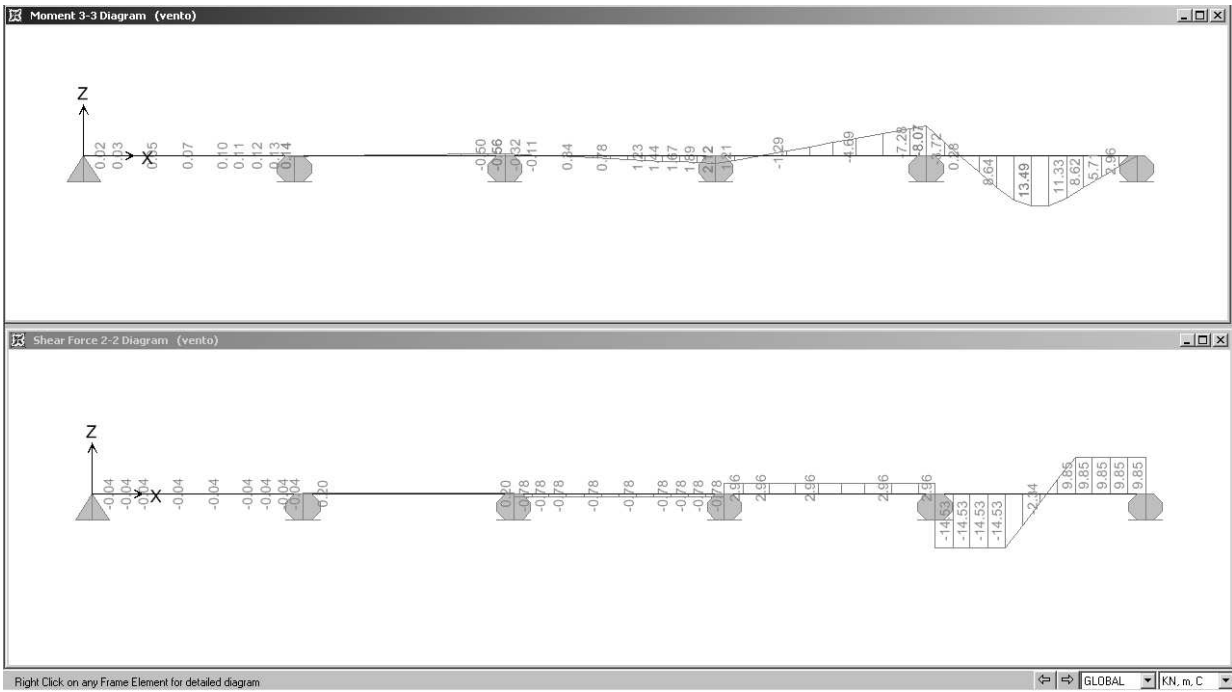
#### PESO PROPRIO SOLETTA



#### PESO PAVIMENTAZIONE



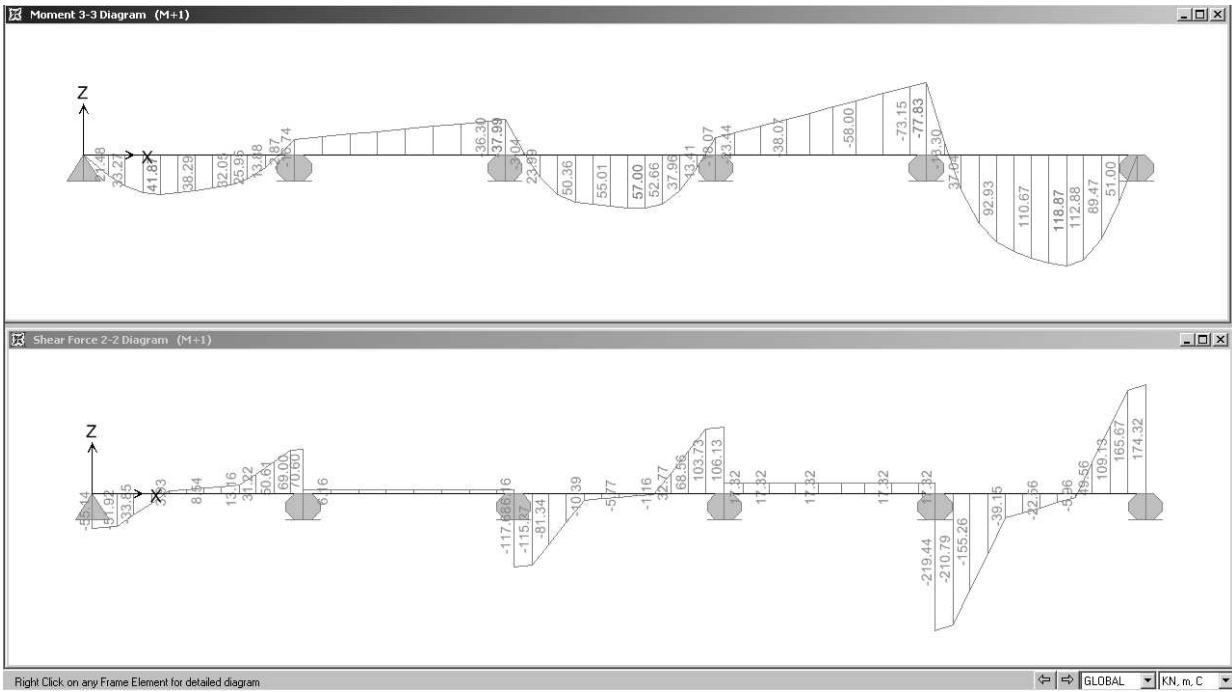
VENTO



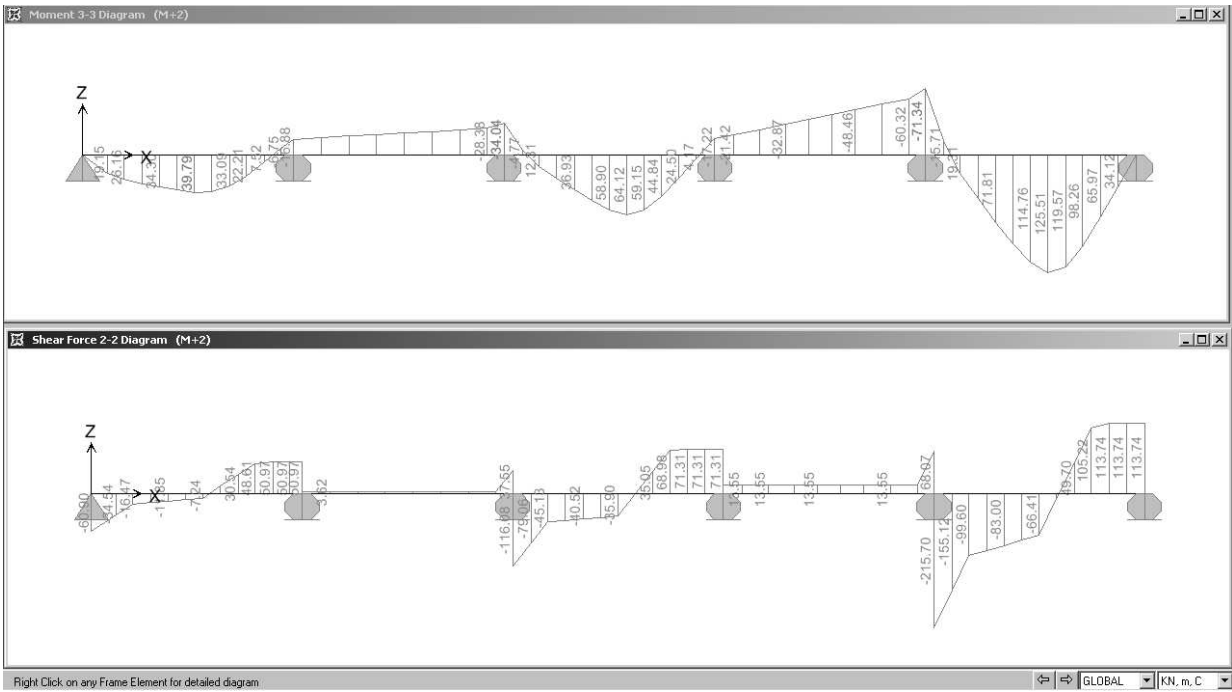
VENTO M-



CARICHI MOBILI – Posizione “M+1”



CARICHI MOBILI – Posizione “M+2”



**CARICHI MOBILI – Posizione “M-2”**



**6.2.3.4 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico**

Nelle tabella seguenti si riportano le sollecitazioni relative ai carichi elementari agenti, nelle sezioni di mezzeria delle campate esterne ed in quelle di appoggio adiacente alle stesse.

Le azioni sono quelle complessivamente agenti sulla fascia di soletta di larghezza  $B_{coll} = 3.27m$

**SEZIONE DI CAMPATA**

	Momento flettente	Taglio	Sforzo Normale
<b>Carichi su base Coll</b>	M (kNm)	T (kN)	N (kN)
<i>Peso proprio predalles+getto (G<sub>1</sub>)</i>	22.6	0	0
<i>Carichi permanenti (G<sub>2</sub>)</i>	9.08	0	0
<i>Vento (q<sub>5</sub>)</i>	13.75	0.000	9.19
<i>Mobili (Q)</i>	127.35	0	0

**SEZIONE DI CAMPATA**

	Momento flettente	Taglio	Sforzo assiale
<b>Carichi su base Coll</b>	M (kNm)	T (kN)	N (kN)
<i>Peso proprio predalles+getto (G<sub>1</sub>)</i>	-30.61	-51.17	
<i>Carichi permanenti (G<sub>2</sub>)</i>	-12.24	-20.47	
<i>Vento (q<sub>5</sub>)</i>	-8.230	-15.910	9.19
<i>Mobili (Q)</i>	-127.4	-148.94	

Le tabelle seguenti riportano le medesime sollecitazioni riferite alla striscia di soletta di larghezza unitaria, e le relative combinazioni di carico

**SEZIONE DI CAMPATA**

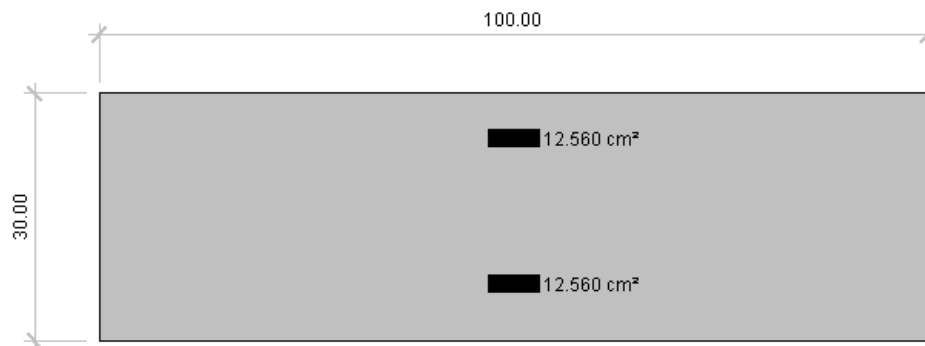
	Momento flettente	Taglio	Sforzo Normale
Carichi per metro di larghezza	M (kNm/m)	T (kN/m)	N (kN/m)
Peso proprio predalles+getto ( $G_1$ )	6.911	0.000	0.000
Carichi permanenti ( $G_2$ )	2.777	0.000	0.000
Vento ( $q_5$ )	4.205	0.000	2.810
Mobili ( $Q$ )	38.945	0.000	0.000
<b>Combinazioni</b>			
Fondamentale <b>SLU</b>	69.856	0.0	2.529
Caratteristica <b>SLE</b>	51.156	0.0	1.686
Frequente <b>SLE</b>	38.897	0.0	0.000

**SEZIONE DI APPOGGIO**

	Momento flettente	Taglio	Sforzo assiale
Carichi per metro di larghezza	M (kNm/m)	T (kN/m)	N (kN/m)
Peso proprio predalles+getto ( $G_1$ )	-9.361	-15.648	0.000
Carichi permanenti ( $G_2$ )	-3.743	-6.260	0.000
Vento ( $q_5$ )	-2.517	-4.865	2.810
Mobili ( $Q$ )	-38.960	-45.547	0.000
<b>Combinazioni</b>			
Fondamentale <b>SLU</b>	-73.1	-96.4	2.5
Caratteristica <b>SLE</b>	-53.6	-70.4	1.7
Frequente <b>SLE</b>	-42.3	-56.1	0.0

La geometria e le caratteristiche resistenti della sezione di verifica sono riportate di seguito.

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1 $\Phi$ 20/25' ( $A_s=12.56\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura superiore (cm)	5.40cm
Armatura Intradosso	1 $\Phi$ 20/25'' ( $A_s=12.56\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00cm



### 6.2.3.5 Verifiche di resistenza SLV

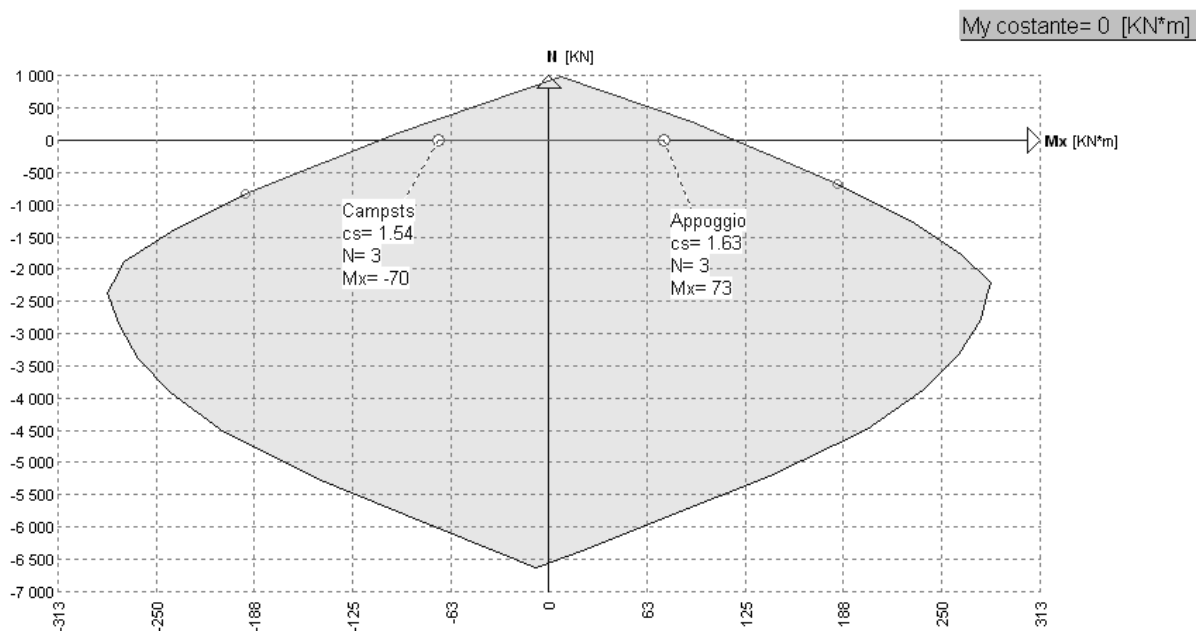
Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi utilizzando le sollecitazioni della combinazione fondamentale:

$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot 1.35 \cdot (Q_5 + Q_5')$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a flessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m

#### VERIFICA A FLESSIONE



#### **Sezione di calcestruzzo C32/40**

C32/40

Fattore di sicurezza parziale= 1.500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_k \rightarrow f_{yk} = 0.83$

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 40000.00$

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{yk} = 18813.33$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.0035$   $\epsilon_{sup} = 1$

#### **Armatura B450**

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.150

Resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450000.00$

Resistenza di calcolo  $f_{yd} = 391304.30$

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf} = -0.01$   $\epsilon_{sup} = 0.01$

**Sollecitazioni Resistenti (M,N)**

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-6553	-0.0035 (sez)	917	0.01 (arm)
Mx	-108	0.01 (arm)	120	0.01 (arm)
My	-400	-0.0035 (sez)	400	-0.0035 (sez)

**Sollecitazioni di progetto**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Campsts	3	0.00	0.00	-70	0
2	Appoggio	3	0.00	0.00	73	0

**Verifiche**

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.5360	sezione
2	1.6296	armatura

**VERIFICA A TAGLIO (Sezione in asse trave)**

La verifica al taglio per sezioni prive di specifica armatura è riportata nel seguito, con riferimento alla simbologia delle NTC2008.

$V_{Ed}$	96.40	kN
$N_{Ed}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$f_{cd}$	18.8	
$b_w$	1000	mm
$h$	300	mm
$c$	5.4	mm
$d$	294.6	mm
$f$	20	mm
$n^\circ$	4	
$A_{sl}$	1256.00	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.004	
$\sigma_{cp}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>
$k$	1.8239	
$V_{min}$	0.4968	
	155.98	kN
	146.35	kN
$V_{rd}$	<b>155.98</b>	kN
<b>SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO</b>		

### 6.2.3.6 Verifiche a fessurazione (SLE)

Le prescrizioni relative ai limiti per le verifiche a fessurazione prevedono di considerare condizioni “molto aggressive” per l’elemento in oggetto (vedi par. 3.2).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo “poco sensibile”.

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico frequente:

$$G_1 + G_2 + 0.75Q_{\text{tandem}} + 0.40Q_{\text{mobili,unif}}$$

In ambiente di tipo “molto aggressivo”, sotto l’azione della combinazione frequente, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale  $w_1 = 0.2\text{mm}$ .

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$  confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- Verifica di apertura delle fessure: Il valore di calcolo di apertura delle fessure non deve superare il valore nominale  $w_1$ .

La verifica si effettua mediante un foglio di calcolo di cui si riporta nel seguito il tabulato di output.

#### SEZIONE DI CAMPATA

<b>Caratteristiche dei materiali</b>				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	$R_{ck} =$	40	$\text{N/mm}^2$	
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	$\text{N/mm}^2$	
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>				
Altezza	H =	30.00	cm	
Larghezza	B =	100.00	cm	
Area acciaio teso	$A_s =$	12.57	$\text{cm}^2$	
Copriferro baricentro acciaio teso	c <sub>s</sub> =	7.00	cm	
Area acciaio compresso	$A'_s =$	12.57	$\text{cm}^2$	
Copriferro acciaio compresso	c' <sub>s</sub> =	4.60	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	6.00	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	6.00	cm	
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.00	cm	
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	38.90	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	$\text{N/mm}^2$	
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	$\text{N/mm}^2$	
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	14.87	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	17008	$\text{cm}^3$	
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	43.92	kNm	
Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct} =$	2.29	$\text{N/mm}^2$	< $\sigma_{ct}$

Non si ha apertura delle fessure e la verifica è soddisfatta.



## SEZIONE DI APPOGGIO

<b>Caratteristiche dei materiali</b>				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R <sub>ck</sub> =	40	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo elastico acciaio	E <sub>s</sub> =	2.1E+05	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>				
Altezza	H =	30.00	cm	
Larghezza	B =	100.00	cm	
Area acciaio teso	A <sub>s</sub> =	12.57	cm <sup>2</sup>	
Copriferro baricentro acciaio teso	c <sub>s</sub> =	5.60	cm	
Area acciaio compresso	A' <sub>s</sub> =	12.57	cm <sup>2</sup>	
Copriferro acciaio compresso	c's =	7.00	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	5.60	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	5.60	cm	
Diametro massimo barre tese	Φ =	2.00	cm	
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di esercizio	M <sub>es</sub> =	42.30	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N <sub>es</sub> =	0.00	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f <sub>ctm</sub> =	3.10	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza limite per formazione fessure	σ <sub>t</sub> =	2.58	N/mm <sup>2</sup>	
Distanza baricentro da lembo compresso	x <sub>g</sub> =	15.08	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	W <sub>sr</sub> =	17002	cm <sup>3</sup>	
Momento di formazione delle fessure	M <sub>ff</sub> =	43.91	kNm	
Trazione nel cls prodotta da M <sub>es</sub> ed N <sub>es</sub>	σ <sub>ct</sub> =	2.49	N/mm <sup>2</sup>	< σ <sub>ct</sub>

Non si ha apertura delle fessure e la verifica è soddisfatta.

### 6.2.3.7 Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

#### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico caratteristica (rara):

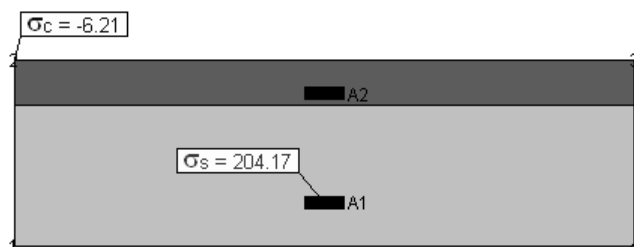
$$G_1 + G_2 + Q_{\text{tandem}} + Q_{\text{mobili,unif}}$$

Le tensioni limite sono quindi

$$\sigma_{c, \text{max}} = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 0,83 \cdot 40 = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \text{max}} = 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 450 = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

### VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

**Mezzeria**

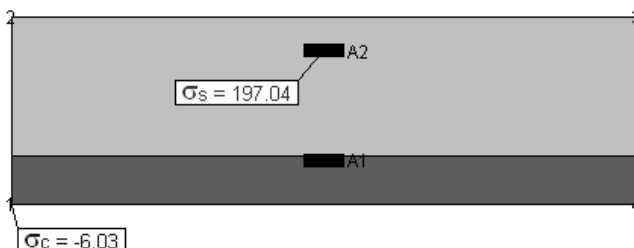
N= 3372

M x-x= -51516000

**Sezione parzializzata**

asse neutro: da x=-500.00 y=227.94

a x=500.00 y=227.94



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

**Appoggio**

N= 3372

M x-x= 53600000

**Sezione parzializzata**

asse neutro: da x=-500.00 y=77.39

a x=500.00 y=77.39

Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.

## 6.2.4 FASCE DI ESTREMITA' SOLETTA – SBALZO

In presenza di discontinuità strutturali le NTC (paragrafo 5.1.3.4) prescrivono di considerare un coefficiente dinamico addizionale per i carichi mobili  $q_2$ . Per il calcolo delle sollecitazioni sulla zona di estremità dell'impalcato, presso le spalle, si assume quindi il coefficiente

$$q_2 = 2$$

per tenere conto dell'effetto 'martellamento', ovvero degli effetti dinamici provocati dall'urto delle ruote sul giunto stesso.

La modalità di calcolo delle sollecitazioni è analoga a quanto visto ai precedenti paragrafi 6.2.1, 6.2.3.

Per quanto precisato al successivo par. 6.2.4.2.1 ci si riferisce al cordolo "stretto" con sbalzo totale di luce 2.55m, per il quale è massimo l'effetto dei carichi mobili.

### 6.2.4.1 Carichi permanenti

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave a sbalzo di luce pari a 2.55m. La luce di calcolo è riferita all'asse verticale della trave metallica, la larghezza di calcolo è assunta pari a 1.0m. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

#### 1) Pesi strutturali

$$\text{- Peso proprio soletta:} \quad g_1' \quad = \quad 0.30 * 25.00 = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

#### 2) Pesi permanenti portati

$$\text{- Cordoli:} \quad g_2' \quad = \quad 0.15 * 25.00 = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Pavimentazione:} \quad g_2' \quad = \quad 3.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Veletta:} \quad P_1' \quad = \quad 0.25 * 0.15 * 25.00 = 0.95 \text{ kN/m}$$

$$\text{- Parapetto+sicurvia:} \quad P_2' \quad = \quad 2.50 \text{ kN/m}$$

Nel seguito si definiscono le sollecitazioni relative a tali carichi, con riferimento alla Figura 6-1 Geometria dello sbalzo

#### PESO PROPRIO SOLETTA

$$M = g_1' * l_1^2 / 2 \quad = \quad 7.50 * 2.55^2 / 2 \quad = \quad 24.38 \text{ kN*m}$$

$$T = g_1' * l_1 \quad = \quad 7.50 * 2.55 \quad = \quad 19.12 \text{ kN}$$

#### PESO CORDOLI

$$M = g_2' * b_{\text{cord}} * l_2^2 \quad = \quad 3.75 * 1.55 * 1.78 = 10.41 \text{ kN*m}$$

$$T = g_2' * b_{\text{cord}} \quad = \quad 3.75 * 1.55 \quad = \quad 5.85 \text{ kN}$$

#### PESO PAVIMENTAZIONE

$$M = g_2' * l_3^2 / 2 \quad = \quad 3.00 * 1.00^2 / 2 \quad = \quad 1.50 \text{ kN*m}$$

$$T = g_2' * l_3 \quad = \quad 3.00 * 1.00 \quad = \quad 3.00 \text{ kN}$$

PESO VELETTA

$$M = P_1 * l_1 = 0.95 * 2.55 = 2.42 \text{ kN*m}$$

$$T = P_1 = 0.95 \text{ kN}$$

PESO PARAPETTO+ SICURVIA

$$M = P_2 * l_2 = 2.50 * 1.78 = 4.50 \text{ kN*m}$$

$$T = P_2 = 2.50 \text{ kN}$$

**6.2.4.2 Carichi accidentali**

I carichi accidentali agenti sono i carichi mobili da traffico  $q_1$  definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali.

La disposizione sarà quella più sfavorevole per la determinazione dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

**6.2.4.2.1 Carichi mobili ( $q_1$ )**

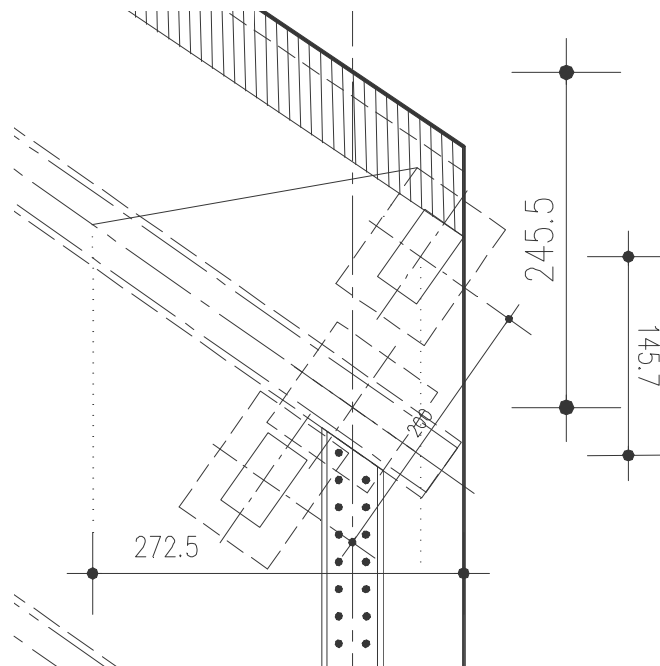
Si considera lo Schema di Carico 2, maggiormente gravoso, secondo la disposizione riportata in Figura 6-14 e Figura 6-15.

Si rammenta che il peso di ciascuna ruota del mezzo è pari a

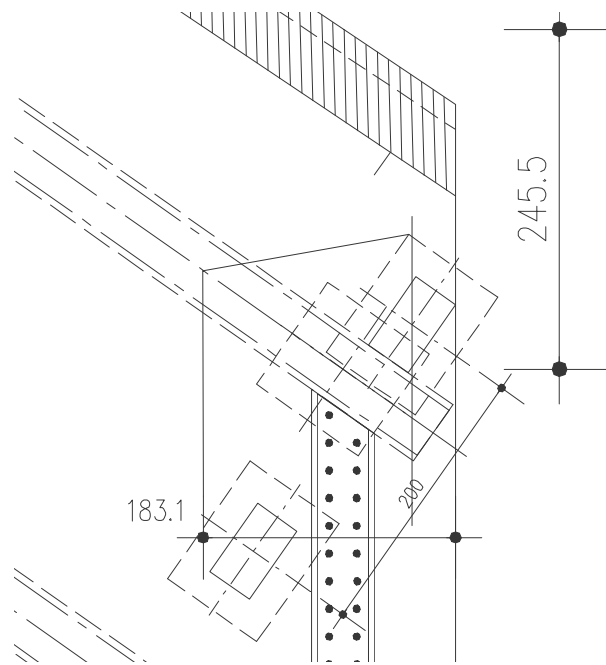
$$Q_{2k} = 200 \text{ kN}$$

e tali carichi vengono incrementati tramite il coefficiente dinamico

$$q_2 = 2$$



**Figura 6-14: Base resistente per momento flettente**



**Figura 6-15 Base resistente per taglio**

Le sollecitazioni conseguenti a tali schemi di carico sono quindi

$$M = 200 \cdot 2 \cdot 1.45 / 2.72 = 213.23 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$T = 200 \cdot 2 / 1.80 = 222.2 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

**6.2.4.2.2 Carico accidentale ( $q_5$ )**

Si assume la presenza di un carico accidentale pari a

$$q = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

agente sulla parte praticabile di soletta.

Avremo

$$M_{q_5} = 1.50 \cdot 1.78^2 / 2 = 2.46 \text{ kNm/m}$$

$$T_{q_5} = 1.50 \cdot 1.78 = 2.76 \text{ kN/m}$$

**6.2.4.3 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico**

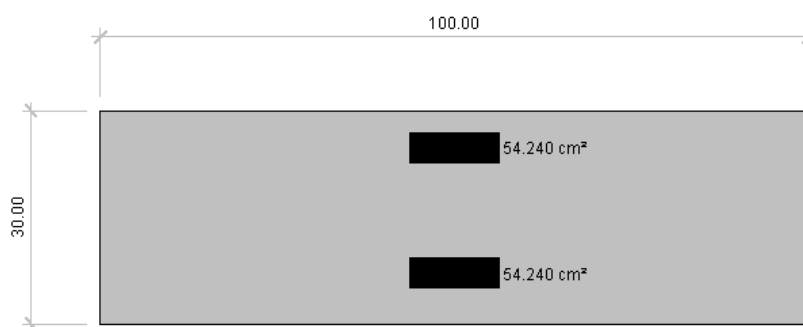
Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni relative ai carichi elementari agenti, e le relative combinazioni di carico.

**SEZIONE DI APPOGGIO (SBALZO)**

	Momento flettente	Taglio	Sforzo assiale
Carichi	M (kNm)	T (kN)	N (kN)
Peso proprio predalles+getto ( $G_1$ )	-24.38	19.12	
Carichi permanenti ( $G_2$ )	-18.83	12.30	
Urto di veicolo ( $q_8$ )			
Neve (o accidentale per manutenzione)	2.46	2.76	
Vento			
Mobili ( $Q$ ) (max M e T)	-213.20	222.20	
<b>Combinazioni</b>			
Fondamentale <b>SLU</b>	-346.76	346.72	0.00
Caratteristica <b>SLE</b>	-256.41	253.62	0.00
Frequente <b>SLE</b>	-203.11	198.07	

La geometria e le caratteristiche resistenti della sezione di verifica sono riportate nella tabella e nell'immagine seguente.

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ24/8.3'' ( $A_s'=54.24\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura superiore (cm)	5.20cm
Armatura Intradosso	1Φ24/8.33'' ( $A_s'=54.24\text{cm}^2$ )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.20cm



#### 6.2.4.4 Verifiche di resistenza SLV

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi utilizzando le sollecitazioni della combinazione fondamentale:

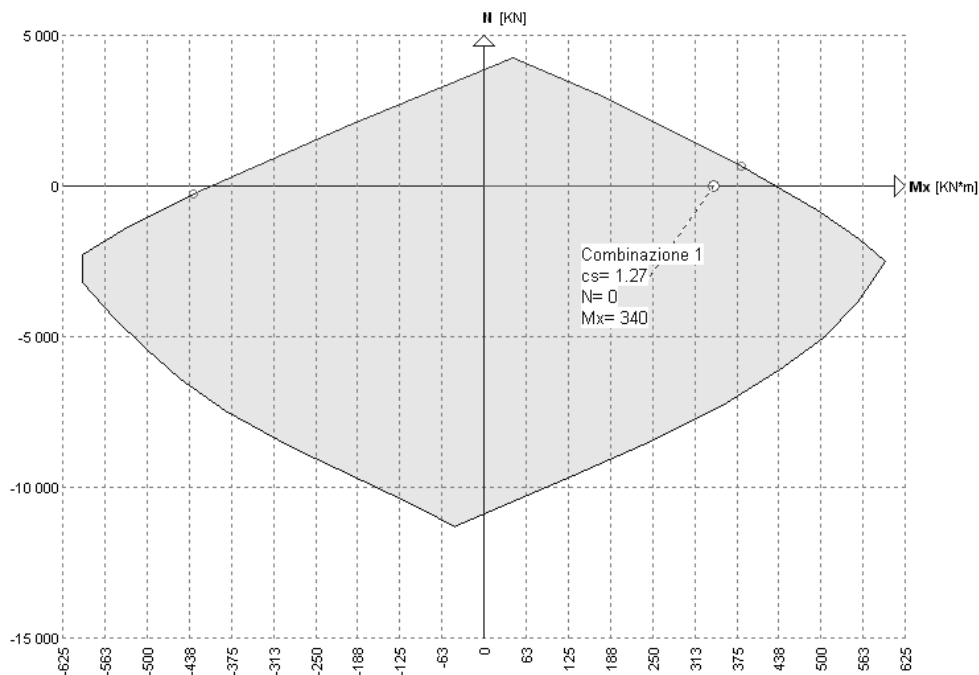
$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot 1.35 \cdot (Q_5 + Q_5')$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a tensoflessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m

VERIFICA A TENSOFFLESSIONE

My costante= 0 [kN\*m]



**Sezione di calcestruzzo C40/50**

C40/50

Fattore di sicurezza parziale= 1.500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck}$  ---->  $f_{cd}$ = 0.83

Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$ = 50000.00

Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd}$ = 23516.67

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf}$  = -0.0035  $\epsilon_{sup}$  = 1

**Armatura B450**

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.150

Resistenza caratteristica  $f_{yk}$ = 450000.00

Resistenza di calcolo  $f_{yd}$ = 391304.30

Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf}$  = -0.01  $\epsilon_{sup}$  = 0.01

**Sollecitazioni Resistenti (M,N)**

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-10886	-0.0035 (sez)	3855	0.01 (arm)
Mx	-403	-0.0035 (sez)	431	-0.0035 (sez)
My	-730	-0.0035 (sez)	730	-0.0035 (sez)

**Sollecitazioni di progetto**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Combinazione 1	0	0.00	0.00	340	0

**Verifiche**

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.2681	sezione

VERIFICA A TAGLIO (Sezione in asse trave)

La porzione di bordo della soletta è armata disponendo specifiche staffe diametro  $\phi 10\text{mm}$  che assommano ad un braccio ogni  $16.6.0 \times 125.0\text{cm}$

Il tabulato di verifica è riportato di seguito, con riferimento alla simbologia delle NTC2008.

$V_{rd}$	=	414.73	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
$V_{ed}$	=	346.72	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
$V_{rsd}$	=	414.73	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd}$	=	729.79	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$N_{ed}$	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

$\theta$	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
$b$	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
$d$	=	25.00	cm	Altezza utile della sezione

$\phi_{\text{staf}}$	=	10	mm	Diametro staffe
$A_{\text{sw}}$	=	471.02	$\text{mm}^2$	Area armatura trasversale
	=	6.00	cm	n°braccia staffe
$s$	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha$	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$f_{yk}$	=	450	$\text{N/mm}^2$	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

**6.2.4.5 Verifiche a fessurazione (SLE)**

Le prescrizioni relative ai limiti per le verifiche a fessurazione prevedono di considerare condizioni "molto aggressive" per l'elemento in oggetto (vedi par. 3.2).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo "poco sensibile".

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico frequente:

$$G_1 + G_2 + 0.75Q_{\text{tandem}} + 0.40Q_{\text{mobili,unif}}$$

In ambiente di tipo "molto aggressivo", sotto l'azione della combinazione frequente, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale  $w_1 = 0.2\text{mm}$ .

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$  confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- Verifica di apertura delle fessure: Il valore di calcolo di apertura delle fessure non deve superare il valore nominale  $w_1$ .

La verifica si effettua mediante un foglio di calcolo di cui si riporta nel seguito il tabulato di output.



<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	40	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>			
Altezza	$H =$	30.00	cm
Larghezza	$B =$	100.00	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	54.24	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	5.20	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	54.24	cm <sup>2</sup>
Copriferro acciaio compresso	$c's =$	7.20	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	4.00	cm
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	4.00	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.60	cm
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>			
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	203.10	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	N/mm <sup>2</sup>
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	15.35	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	24034	cm <sup>3</sup>
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	62.07	kNm
Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct} =$	8.45	N/mm <sup>2</sup> > $\sigma_{mat}$
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	203.10	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x =$	11.75	cm
Tensione cls	$\sigma_c =$	-11.40	N/mm <sup>2</sup>
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	188.27	N/mm <sup>2</sup>
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	74.5	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da $M_{sr}$	$\sigma_{sr} =$	69.0	N/mm <sup>2</sup>
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>			
Distanza fra le barre	$s =$	8.3	cm
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	8.45	N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_2 =$	-8.86	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	8.3	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	9.1	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	76.0	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	3.83	cm <sup>2</sup>
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	12.25	cm
<b>Deformazione unitaria media</b>			
Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0	
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5	
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	8.363E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	$w_k =$	0.17	mm < $w_{amm}$

### 6.2.4.6 Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

#### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico caratteristica (rara):

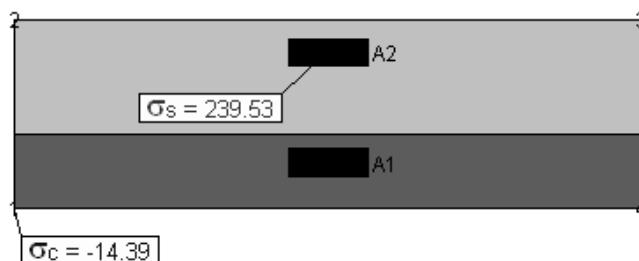
$$G_1 + G_2 + Q_{\text{tandem}} + Q_{\text{mobili,unif}}$$

Le tensioni limite sono quindi

$$\sigma_{c, \text{max}} = 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 0,83 * 40 = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \text{max}} = 0,8 * f_{yk} = 0,8 * 450 = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

### VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

#### Combinazione 1

M x-x= 256410000

#### Sezione parzializzata

asse neutro: da x=-500.00 y=117.55

a x=500.00 y=117.55

J n-n= 2.094761E9

S n-n= 1.061533E7

b n-n= 1000.00

Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.

### 6.2.5 FASCIE DI ESTREMITA' SOLETTA – CAMPATA

In queste zone il calcolo si effettua in analogia a quanto visto al precedente par. 6.2.4, assumendo un coefficiente dinamico addizionale per i carichi mobili pari a.

$$q_2 = 2.$$

Poiché si mantengono le medesime armature adottate per lo sbalzo a fronte di sollecitazioni inferiori, le verifiche di questo tratto sono certamente soddisfatte senza necessità di ulteriori verifiche.

## 7 VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE

### 7.1 FASCIA DI ESTREMITA' SOLETTA

Le verifiche della soletta in direzione longitudinale sono state svolte nella Relazione di calcolo dell'impalcato, in cui è stato indagato in dettaglio il comportamento delle sezioni miste acciaio-calcestruzzo dell'impalcato.

Per quanto riguarda la fascia di estremità della soletta, in cui si risentono gli effetti della discontinuità strutturale, la verifica si effettua di seguito, tenendo conto di un coefficiente dinamico addizionale sui carichi mobili pari a:

$$q_2 = 2$$

in analogia ai precedenti paragrafi 6.2.4 e 6.2.5.

Le sollecitazioni sulla parte terminale della soletta si determinano riferendosi allo schema statico di trave a sbalzo, con luce pari a

$$l_c = 1.00$$

corrispondente alla distanza fra il filo esterno della soletta e l'asse del traverso di spalla, calcolata secondo la direzione parallela alle travi principali (coincidente con la direzione d'orditura dell'armatura longitudinale).

Nel seguito si definiscono le azioni elementari che agiscono su questa parte della struttura. Il calcolo si effettua per una striscia di soletta larga 1.00m, i momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

#### 7.1.1.1 Carichi permanenti

##### 1) Pesi strutturali

$$\text{- Peso proprio soletta: } g_1' = 0.30 * 25.00 = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

##### 2) Pesi permanenti portati

$$\text{- Pavimentazione: } g_2' = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Nel seguito si definiscono le sollecitazioni relative a tali carichi

##### PESO PROPRIO SOLETTA

$$M = g_1' * l_c^2 / 2 = 7.50 * 1.00^2 / 2 = 3.75 \text{ kN*m}$$

$$T = g_1' * l_c = 7.50 * 1.00 = 7.50 \text{ kN}$$

##### PESO PAVIMENTAZIONE

$$M = g_2' * l_c^2 / 2 = 3.00 * 1.00^2 / 2 = 1.50 \text{ kN*m}$$

$$T = g_2' * l_c = 3.00 * 1.00 = 3.00 \text{ kN}$$

**7.1.1.2 Carichi accidentali**

I carichi accidentali agenti sono i carichi mobili da traffico  $q_1$  definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali.

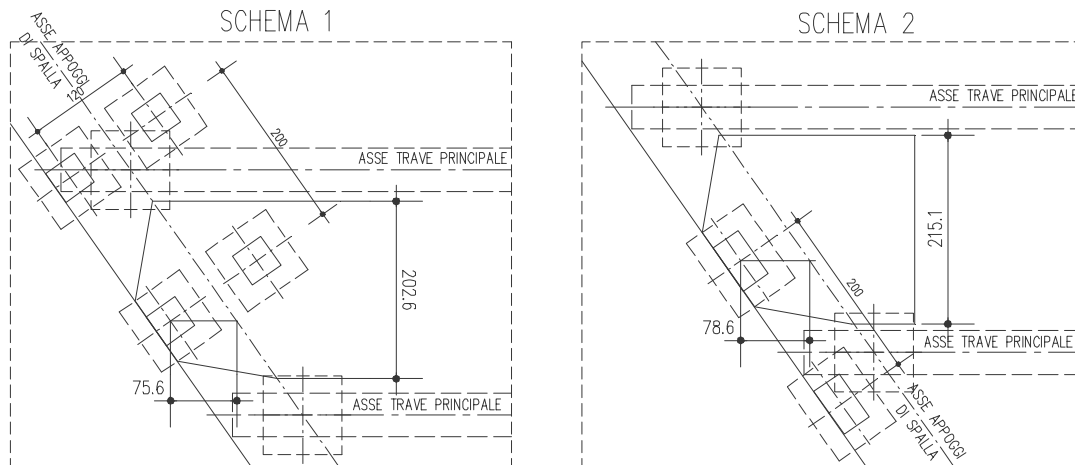
La disposizione sarà quella più sfavorevole per la determinazione dei massimi negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

**7.1.1.2.1 Carichi mobili ( $q_1$ )**

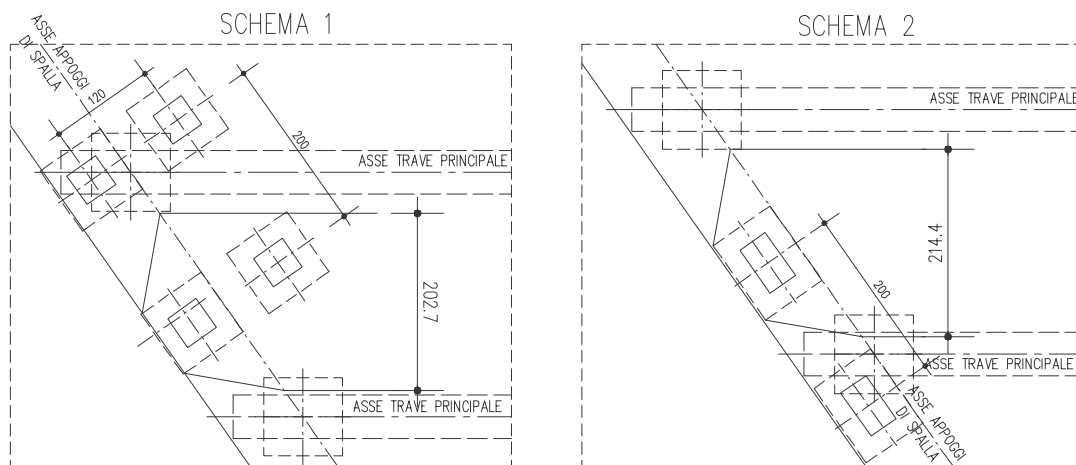
Si considerano gli Schemi di Carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso, sia per le azioni flessionali che per quelle taglianti.

Si dispongono le ruote rispettivamente in adiacenza al bordo della soletta cordolo per lo studio delle sollecitazioni flessionali ed a filo dell'asse verticale della trave metallica per quelle taglianti come illustrato nelle figure di seguito riportate. Le immagini seguenti riportano i posizionamenti dei mezzi, le aree di diffusione dei carichi e le basi collaboranti dei casi analizzati. Si rammenta che nello schema 1 alle azioni concentrate del mezzo si somma il carico distribuito sulla corsia pari a  $9.00\text{kN/m}^2$ .

Tali carichi saranno incrementati tramite il coefficiente dinamico  $q_2 = 2$



**Figura 7-1: Base resistente per momento flettente**



**Figura 7-2 Base resistente per taglio**

MOMENTO FLETTENTE

Analizzando la Figura 7-1 avremo le seguenti sollecitazioni unitarie per i due schemi di carico

- *Schema 1:*  $M_1 = 150 \cdot 2 \cdot 0.75 / 2.03 + 9.00 \cdot 1^2 / 2 = 116.20 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

- *Schema 2:*  $M_2 = 200 \cdot 2 \cdot 0.79 / 2.15 = 146.92 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

Lo schema 2 risulta quindi essere quello più significativo.

TAGLIO

Analizzando la Figura 7-2 avremo le seguenti sollecitazioni unitarie per i due schemi di carico

- *Schema 1:*  $T_1 = 150 \cdot 2 / 2.02 + 9.00 = 157.51 \text{ kN/m}$

- *Schema 2:*  $T_2 = 200 \cdot 2 / 2.14 = 186.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lo schema 2 risulta quindi essere quello più significativo.

Le sollecitazioni assunte per il calcolo sono quindi pari a

$M = 146.92 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

$T = 186.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$

**7.1.1.3 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico**

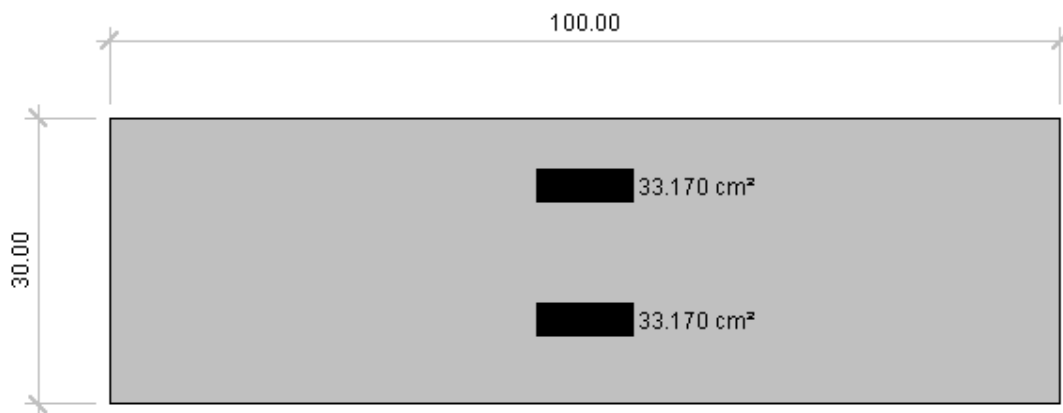
Nella tabella seguente si riportano le sollecitazioni relative ai carichi elementari agenti, e le relative combinazioni di carico.

**DIREZIONE LONGITUDINALE - SEZIONE DI APPOGGIO (SBALZO)**

	Momento flettente	Taglio	Sforzo assiale
Carichi	M (kNm)	T (kN)	N (kN)
Peso proprio predalles+getto ( $G_1$ )	-3.75	7.50	
Carichi permanenti ( $G_2$ )	-1.50	3.00	
Urto di veicolo ( $q_8$ )			
Neve (o accidentale per manutenzione)	0.75	1.50	
Vento			
Mobili (Q) (max M e T)	146.92	186.92	
<b>Combinazioni</b>			
Fondamentale <b>SLU</b>	191.70	268.32	0.00
Caratteristica <b>SLE</b>	141.67	197.42	0.00
Frequente <b>SLE</b>	104.94	290.88	

La geometria e le caratteristiche resistenti della sezione di verifica sono riportate nella tabella e nell'immagine seguente.

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1 $\Phi$ 20/12.5'' + 1 $\Phi$ 16/25' ( $A_s = 33.17 \text{ cm}^2$ )
Copriferro armatura superiore (cm)	6.80cm
Armatura Intradosso	1 $\Phi$ 20/12.5'' + 1 $\Phi$ 16/25' ( $A_s = 33.17 \text{ cm}^2$ )
Copriferro armatura inferiore (cm)	9.80cm



### 7.1.1.4 Verifiche di resistenza SLV

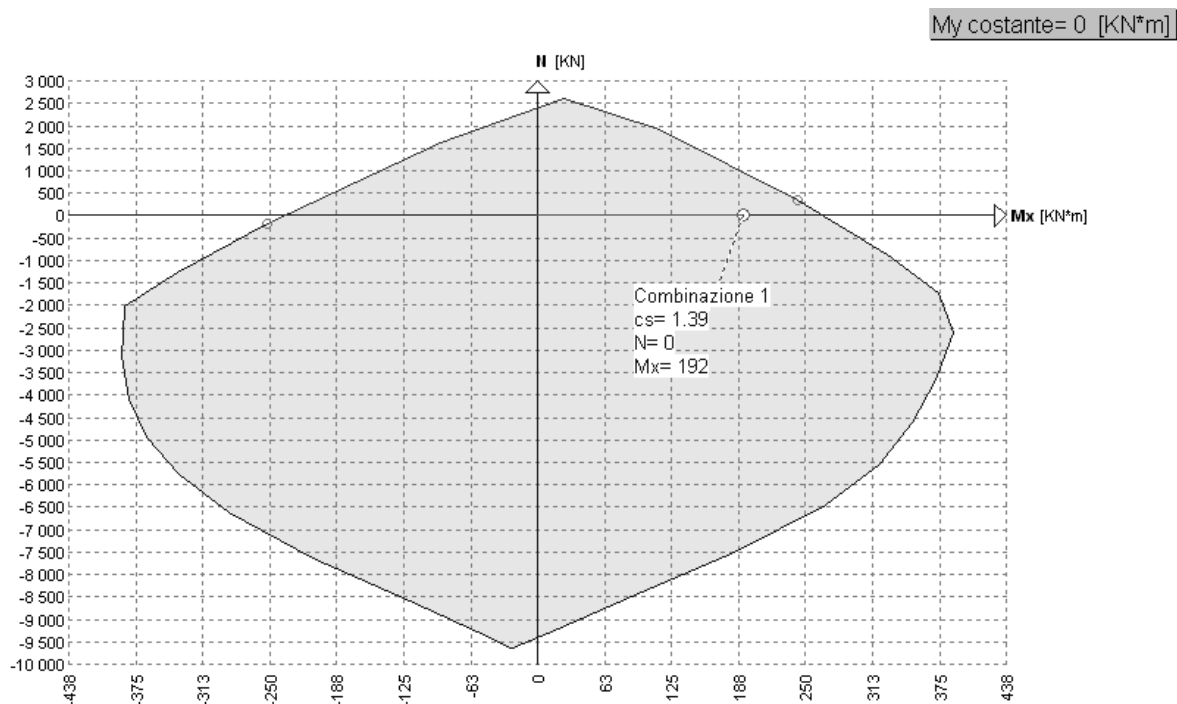
Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi utilizzando le sollecitazioni della combinazione fondamentale:

$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot 1.35 \cdot (Q_5 + Q_5')$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci i ferri in opera.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza a tensoflessione e taglio. Le unità di misura dei tabulati e dei grafici sono kN-m

### VERIFICA A FLESSIONE



**Sezione di calcestruzzo C40/50**

C40/50

Fattore di sicurezza parziale= 1.500

Coefficiente riduttivo carichi lunga durata= 0.85

Fattore di conversione  $R_{ck}$  ---->  $f_{ck}$ = 0.83Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$ = 50000.00Resistenza di calcolo  $0.85 \times f_{cd}$ = 23516.67Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf}$  = -0.0035  $\epsilon_{sup}$  = 1**Armatura B450**

B450

Fattore di sicurezza parziale= 1.150

Resistenza caratteristica  $f_{yk}$ = 450000.00Resistenza di calcolo  $f_{yd}$ = 391304.30Valori limite deformazione:  $\epsilon_{inf}$  = -0.01  $\epsilon_{sup}$  = 0.01**Sollecitazioni Resistenti (M,N)**

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-9397	-0.0035 (sez)	2394	0.01 (arm)
Mx	-236	-0.0035 (sez)	266	-0.0035 (sez)
My	-681	-0.0035 (sez)	681	-0.0035 (sez)

**Sollecitazioni di progetto**

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	Combinazione 1	0	0.00	0.00	192	0

**Verifiche**

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.3896	sezione

**VERIFICA A TAGLIO (Sezione in asse trave)**

La porzione di bordo della soletta è armata disponendo specifiche staffe diametro  $\phi 10$ mm che assommano ad un braccio ogni 16.6.0x25.0cm

Il tabulato di verifica è riportato di seguito, con riferimento alla simbologia delle NTC2008.

$V_{rd}$	=	414.73	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
$V_{ed}$	=	268.32	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
$V_{rsd}$	=	414.73	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd}$	=	729.79	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$N_{ed}$	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

$\theta$	=	21.80	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
$b$	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
$d$	=	25.00	cm	Altezza utile della sezione

$\phi_{staf}$	=	10	mm	Diametro staffe
$A_{sw}$	=	471.02	mm <sup>2</sup>	Area armatura trasversale
	=	6.00	cm	n°braccia staffe
$s$	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha$	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe



### 7.1.1.5 Verifiche a fessurazione (SLE)

Le prescrizioni relative ai limiti per le verifiche a fessurazione prevedono di considerare condizioni “molto aggressive” per l’elemento in oggetto (vedi par. 3.2).

Le armature, essendo di acciaio ordinario, sono di tipo “poco sensibile”.

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico frequente:

$$G_1 + G_2 + 0.75Q_{\text{tandem}} + 0.40Q_{\text{mobili,unif}}$$

In ambiente di tipo “molto aggressivo”, sotto l’azione della combinazione frequente, il valore limite di apertura della fessura ammesso vale  $w_1 = 0.2\text{mm}$ .

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- a) Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$  confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- b) Verifica di apertura delle fessure: Il valore di calcolo di apertura delle fessure non deve superare il valore nominale  $w_1$ .

La verifica si effettua mediante un foglio di calcolo di cui si riporta nel seguito il tabulato di output.

<b>Caratteristiche dei materiali</b>				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	$R_{ck} =$	40	$N/mm^2$	
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	$N/mm^2$	
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>				
Altezza	H =	30.00	cm	
Larghezza	B =	100.00	cm	
Area acciaio teso	$A_s =$	33.17	$cm^2$	
Copriferro baricentro acciaio teso	cs =	7.07	cm	
Area acciaio compresso	$A'_s =$	33.17	$cm^2$	
Copriferro acciaio compresso	c's =	8.93	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	5.60	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	6.40	cm	
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.00	cm	
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	104.94	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	$N/mm^2$	
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_f =$	2.58	$N/mm^2$	
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	15.23	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	18582	$cm^3$	
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	47.99	kNm	
Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct} =$	5.65	$N/mm^2$	> $\sigma_{mat}$
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>				
Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	104.94	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	x =	10.45	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-9.39	$N/mm^2$	
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	174.67	$N/mm^2$	
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	57.6	kNm	
Tensione nell'acciaio prodotta da $M_{sr}$	$\sigma_{sr} =$	95.8	$N/mm^2$	
<b>Distanza media fra due fessure attigue</b>				
Distanza fra le barre	s =	8.3	cm	
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	5.65	$N/mm^2$	
	$\sigma_2 =$	-5.83	$N/mm^2$	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	8.3	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	9.8	cm	
Area efficace	$A_{ceff} =$	81.4	$cm^2$	
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	3.83	$cm^2$	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	14.99	cm	
<b>Deformazione unitaria media</b>				
Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	7.065E-04		
<b>Ampiezza fessura</b>	$w_k =$	0.18	mm	< $w_{amm}$

### 7.1.1.6 Verifiche delle tensioni di esercizio (SLE)

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti della normativa di seguito riportati.

#### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

La combinazione quasi permanente non è significativa poiché non comprende i carichi mobili che generano la quota parte preponderante delle sollecitazioni.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico caratteristica (rara):

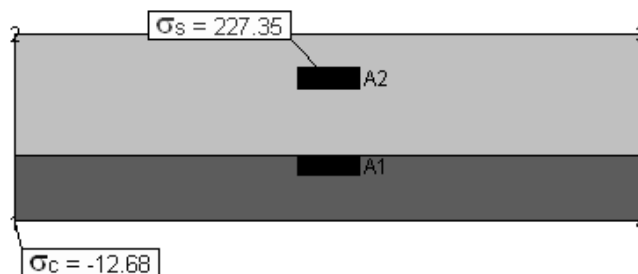
$$G_1 + G_2 + Q_{\text{tandem}} + Q_{\text{mobili,unif}}$$

Le tensioni limite sono quindi

$$\sigma_{c, \text{max}} = 0,6 * f_{ck} = 0,6 * 0,83 * 40 = 19,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s, \text{max}} = 0,8 * f_{yk} = 0,8 * 450 = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

### VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

#### Combinazione 1

M x-x= 141670000

#### Sezione parzializzata

asse neutro: da x=-500.00 y=104.47

a x=500.00 y=104.47

J n-n= 1.16682E9

S n-n= 6211127.00

b n-n= 1000.00

Le tensioni rilevate sono inferiori a quelle limite. La verifica è soddisfatta.