



COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA
 DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA MOBILITÀ NEL
 TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO E VICENZA

SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

CONCESSIONARIO


PROGETTISTA



SPV srl
 Via Inverio, 24/A
 10146 Torino

Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06 subentrato all'ATI

Consorzio Stabile fra le Imprese:




SIPAL S.p.A.
 Via Inverio, 24/A
 10146 Torino

SOCIETÀ DI INGEGNERIA PER ASSISTENZA LOGISTICA
 VIA INVERIO N. 24/A
 10146 TORINO

RESPONSABILE PROGETTAZIONE

**RESPONSABILE INTEGRAZIONE
 PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

**SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE
 DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI**



**ORDINE DEGLI INGEGNERI
 DELLA PROVINCIA DI CUNEO**
 1211 *Dott. Ing. Claudio Dogliani*




ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO
 Dott. Ing.
**GEORGIOS
 KALAMARAS**
 n° 8178 H



ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI POTENZA
 Dott. Ing.
TROCCOLI
 N° 836

**COORDINATORE PER LA SICUREZZA
 IN FASE DI PROGETTAZIONE**

GEOLOGO



ORDINE DEGLI ARCHITETTI DELLA PROVINCIA DI TORINO
 Arch.
Roberto BONOMI
 n. 3101



ORDINE DEI GEOLOGI DEL PIEMONTE
**ALESSIO
 Carlo**
 - N° 255 -

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA TARANTO

Dott. Ing. TURSO Adriano n° 1400	Sezione A Settore: Civile Ambientale Industriale Informazione
---	---

N. Progr. _____
 CARTELLA N. _____

PROGETTO DEFINITIVO
 (C.U.P. H51B03000050009)

LOTTO 3 - TRATTA "C"
 dal Km. 74+075 al Km 75+625

TITOLO ELABORATO:
**PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA
 OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
 CAVALCAVIA VIA CAL TREVIGIANA**
 Relazione di calcolo soletta

P V D S R A P C A 3 C 0 0 3 - 0 0 1 0 0 0 2 R A 0 SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SETECO	24/03/2014	SIPAL	26/03/2014	SIS	28/03/2014

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Giuseppe FASIOL	IL COMMISSARIO: Ing. Silvano VERNIZZI	<input type="checkbox"/> VALIDAZIONE: PROTOCOLLO : _____ DEL: _____
--	---	--

INDICE

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
2	MODALITÀ DI CALCOLO	4
3	MATERIALI.....	5
4	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE 1	6
4.1	MASSIME SOLLECITAZIONI IN FASE DI GETTO.....	6
4.2	VERIFICA TRALICCI PREDALLES IN FASE DI GETTO	7
5	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE 2 – EFFETTI LOCALI	9
6	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE 3 – EFFETTI LOCALI	10
7	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE 2 E 3 – EFFETTI GLOBALI	13
8	AZIONI DI VERIFICA.....	14
8.1	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI DI VERIFICA	15
9	VERIFICHE A FESSURAZIONE.....	16
9.1	INTRODUZIONE.....	16
9.2	VERIFICA SEZIONE DI CAMPATA	17
9.3	VERIFICA SEZIONE DI PILA	21
10	VERIFICA DI RESISTENZA (S.L.U.).....	25
10.1	VERIFICA DELLA SEZIONE DI CAMPATA 1	25
10.2	VERIFICA DELLA SEZIONE DI CAMPATA TIPICA	28
10.3	VERIFICA DELLA SEZIONE SUI TRAVERSI.....	31
11	VERIFICHE A TAGLIO SOLETTA (S.L.U.).....	34

⊖ - ⊖ - ⊖ - ⊖ - ⊖

N.B: La presente relazione è quella relativa al Cavalcavia Via Molinella in quanto la larghezza dell'impalcato è identica e l'interasse massimo dei traversi e quindi la luce di calcolo, risultata leggermente minore, 430 cm invece di 350 cm.

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche e i calcoli, di cui alle pagine seguenti ed inserite nei files di calcolo indicati più avanti, fanno riferimento alla vigente normativa sotto segnata:

D.M. 14.01.2008 Norme tecniche per le costruzioni.

Circolare del 07/03/2008 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.

CNR 10011/85

"Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

CNR 10016/85

"Travi composte di acciaio e calcestruzzo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".

ORDINANZA N. 3274 del 20/03/2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

ORDINANZA N. 3316

Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003.

2 MODALITÀ DI CALCOLO

La soletta d'impalcato viene realizzata mediante getto in opera su coppelle prefabbricate in calcestruzzo.

Le predalles hanno uno spessore di 5 cm e sono armate con idonei tralicci con altezza totale pari a 16.5 cm.

Le predalles sono ordite longitudinalmente e sono appoggiate isostaticamente sui traversi con luce tipica pari a 3.50 m.

La soletta è ordita longitudinalmente, per cui le sollecitazioni complessive sono dovute alla sovrapposizione di effetti locali e globali.

Gli effetti locali vengono studiati mediante un modello a trave continua in cui gli appoggi sono rappresentati dai traversi di impalcato.

Per gli effetti globali si adotta il modello usato per l'analisi dell'impalcato metallico; in quest'ultimo sono inseriti elementi longitudinali che rappresentano la soletta.

Con un procedimento cautelativo le azioni assiali di trazione o di compressione su questi elementi vengono sommate in verifica alle sollecitazioni desunte da modello locale senza tener conto della effettiva disposizione dei carichi variabili che ha generato i due stati di sollecitazione globale e locale.

In particolare al fine di limitare gli effetti del ritiro, si prevede di usare un basso rapporto acqua/cemento ($a/c \leq 0.45$) e si prescrive irrigazione sulla soletta per circa 10 giorni dal getto prima di completare la seconda fase di getto (completamento in corrispondenza dei traversi indicati a disegno). Nonostante queste precauzioni che teoricamente comporterebbero l'annullamento del ritiro, in via conservativa si considera un effetto residuo pari ad $\varepsilon_{cs}(t \infty, t_0) = 0.160 \times 10^{-3}$.

L'impalcato non presenta eccentricità dovute alla geometria.

Si considerano le seguenti tre fasi di carico:

Fase 1 : le predalles sono posate sui traversi metallici con schema isostatico di trave semplicemente appoggiata di luce 3.50 m. Ciascuna coppella sostiene se stessa e il getto di completamento a spessore definitivo (25 cm).

Fase 2 : lo schema statico è di trave continua appoggiata sui traversi, costituita dall'intero spessore di soletta (25 cm); i carichi in gioco sono i permanenti portati.

Fase 3 : lo schema statico è trave continua appoggiata sui traversi; i carichi sono i sovraccarichi accidentali.

3 MATERIALI

Calcestruzzo CL32/40 (Rck 40 [N/mm²])

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times (33.2)^{2/3} = 3.09 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 1.2 \times 3.09 = 3.72 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 0.7 \times 3.09 = 2.16 \text{ N/mm}^2$$

Resistenze di calcolo:

Coefficiente di sicurezza $g_c = 1.5$

Coefficiente per carichi di lunga durata $a_{cc} = 0.85$

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / g_c = 0.85 \times 33.2 / 1.5 = 18.8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / g_c = 2.16 / 1.5 = 1.44 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio BC450C (controllato): $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

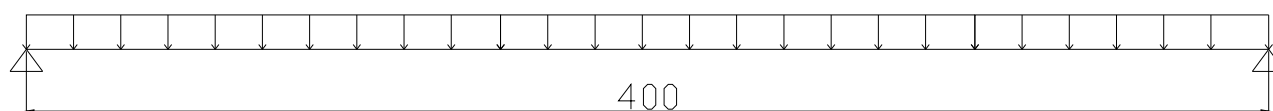
4 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE 1

4.1 Massime sollecitazioni in fase di getto

La soletta presenta una sezione trasversale le cui dimensioni geometriche sono di seguito riportate:

Interasse traversi $L = 3.50$ m
Spessore medio soletta $s = 0.25$ m

I tralici tipici vengono realizzati mediante correnti superiori in $\varnothing 14$, correnti inferiori in $\varnothing 12$ e staffe $\varnothing 10$; i tralici presentano un'altezza pari a 15.2 cm fuori tutto e vengono montati ogni 40 cm (2,5 ogni metro di soletta).



Spessore medio soletta	$s =$	0.25	m
Peso proprio della soletta(campata)	$q_{pp} =$	6.25	kN/m

Considerando la presenza di carichi accidentali in fase di getto (1.0 kN/m) risultano i seguenti valori:

Appoggio

$$T_{max} = 11.00 \times 1.35 + 1.75 \times 1.5 = 17.50 \text{ kN}$$

Campata

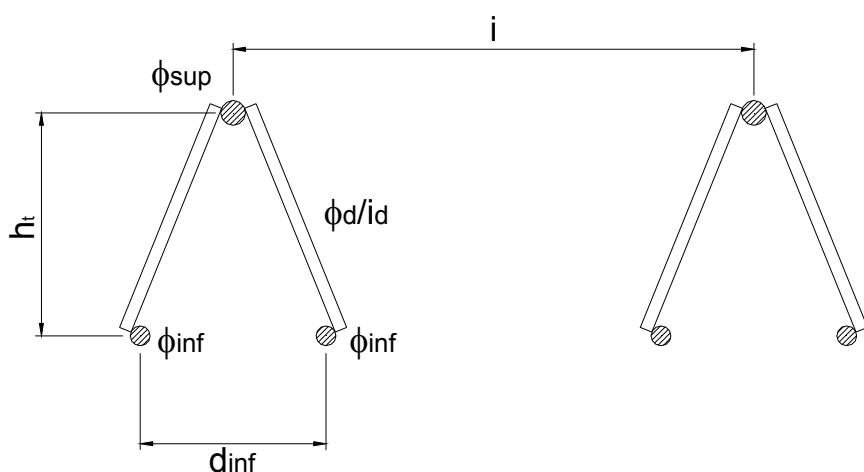
$$M_{max} = 9.57 \times 1.35 + 1.53 \times 1.5 = 15.22 \text{ kNm}$$

4.2 Verifica tralicci predalles in fase di getto

Verifica tralicci predalles

Caratteristiche tralicci

Altezza totale traliccio: ht	16.5 cm		
Altezza utile traliccio: ht	15.2 cm	=	0.152 m
Distanza ferri inf: d _{inf}	10 cm	=	0.1 m
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	1.4 cm	=	0.014 m
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	0.0 cm	=	0 m
Diametro ferri inf: ϕ_{inf}	0.0 cm	=	0 m
Diametro ferri inf: ϕ_{inf}	1.2 cm	=	0.012 m
Diametro diagonali: ϕ_d	1.0 cm	=	0.01 m
Interasse tralicci: i	40 cm	=	0.4 m
Interasse diagonali: id	20 cm	=	0.2 m



Verifica a momento positivo

M= 15.2 kNm
 N= 100.13 kN per ogni metro di soletta

n° di tralicci per ogni metro di soletta 2.50
 Sforzo normale nei correnti N= 40.1 kN

Corrente superiore (compresso)

Verifica di resistenza $\sigma = 2602 \text{ daN/cm}^2$
 Verifica di stabilità $i = 0.35 \text{ cm}$
 $L_0 = 20.00 \text{ cm}$
 $\lambda = 57.14$
 $\omega = 1.49$

$\sigma = 3874 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Corrente inferiore (teso)

Verifica di resistenza $\sigma = 1771 \text{ daN/cm}^2$

$< 3913 \text{ daN/cm}^2$

Azioni nei diagonalali dei tralicci

Verifica di stabilità $N_d = 434 \text{ daN}$
 $\sigma = 553 \text{ daN/cm}^2$
 $i = 0.25 \text{ cm}$
 $L_d = 18.87 \text{ cm}$
 $\lambda = (L_d - 3) * \beta / i = 63.48$
 $\omega = 1.62$

$\beta = 1$

$\sigma = 896 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Portata residua dei diagonalali s= 3017 daN/cm²

5 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE 2 – EFFETTI LOCALI

I valori delle caratteristiche di sollecitazione di fase 2 vengono ottenuti utilizzando uno schema di trave continua in cui gli appoggi sono i traversi di impalcato. Gli elementi di verifica sono gli elementi longitudinali di soletta che ripartiscono il carico sui traversi. Tali elementi hanno le caratteristiche statiche di una fascia di soletta di larghezza pari a 1.00 m.

Si considera che in fase II agisca soltanto il carico relativo alla pavimentazione, trascurando il peso dei cordoli e del guard-rail. Questo è giustificato dal fatto che i cordoli sono armati, quindi in corrispondenza di questi ultimi lo spessore e le caratteristiche statiche della soletta sono maggiori e compensano l'incremento di carichi permanenti.

$$\rho_{\text{pavimentazione}} = 3.0 \text{ kN/m}$$



Max M_1^+ :

$$(M^+)_{\text{max}} = 286.0 \text{ kNcm} / 100 \text{ cm} = 2.86 \text{ kNcm/cm} \quad \text{momento in 1}^{\text{a}} \text{ campata}$$

Max M_3^+ :

$$(M^+)_{\text{max}} = 161.0 \text{ kNcm} / 100 \text{ cm} = 1.61 \text{ kNcm/cm} \quad \text{momento in 3}^{\text{a}} \text{ campata}$$

Max M_2^- :

$$(M^-)_{\text{max}} = -386.00 \text{ kNcm} / 100 \text{ cm} = -3.86 \text{ kNcm/cm} \quad \text{momento in appoggio 2}$$

Max M_3^- :

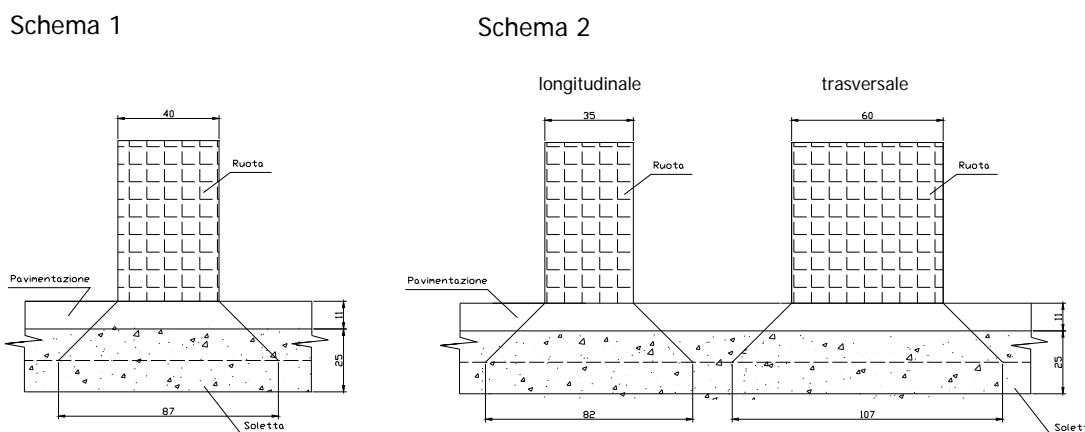
$$(M^-)_{\text{max}} = -311.00 \text{ kNcm} / 100 \text{ cm} = -3.11 \text{ kNcm/cm} \quad \text{momento in appoggio 3}$$

Max V:

$$V_{\text{max}} = 6.35 \text{ kN} \quad \text{taglio in 2}^{\circ} \text{ appoggio}$$

6 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE 3 – EFFETTI LOCALI

Analogamente a quanto fatto per la fase II, i valori delle caratteristiche di sollecitazione di fase 3 vengono ottenuti utilizzando uno schema di trave continua in cui gli appoggi sono i trasversi di impalcato. Gli elementi di verifica sono gli elementi longitudinali di soletta che ripartiscono il carico sui trasversi. Tali elementi hanno le caratteristiche statiche di una fascia di soletta di larghezza pari a 1,00 m. Si considera ciascuna ruota applicata su un'impronta di 90cm, ricavata come da figura seguente:



Nelle figure seguenti si riportano le condizioni di carico longitudinali adottate per ricavare i massimi momenti locali nei diversi punti notevoli della soletta.

Si considera una larghezza di diffusione nello spessore di soletta pari a 87 cm per lo schema 1.

Si considera una larghezza di diffusione nello spessore di soletta longitudinale pari a 82 cm e trasversale di 107 cm per lo schema 2.

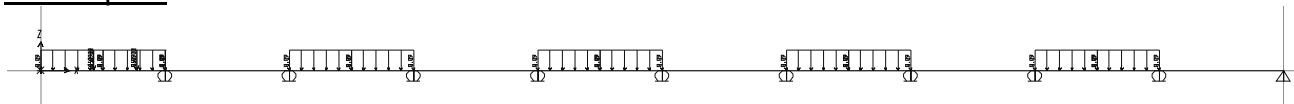
Nelle figure seguenti si riportano le condizioni di carico longitudinali adottate per ricavare i massimi momenti locali nei diversi punti notevoli della soletta.

Si considera una larghezza collaborante di soletta pari a 200 cm.

Si riportano di seguito le condizioni di carico che massimizzano i momenti negativi e positivi:

Schema 1

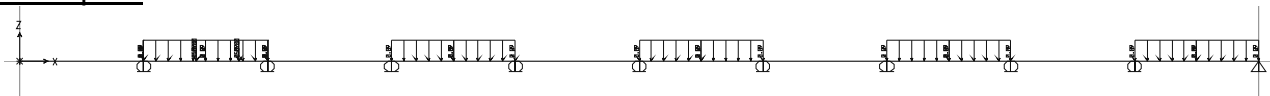
1° campata



$$l_{\text{coll}} = 2.00 \text{ m}$$

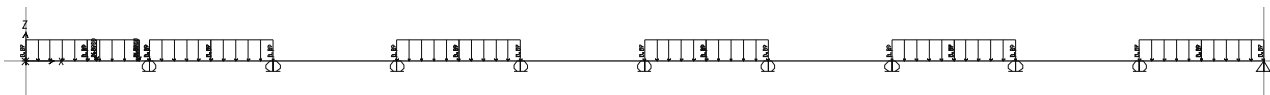
$$M_{\text{max}} = M_{\text{car. con}} / l_{\text{coll}} + M_{\text{car. distr.}} = 145 \text{ kNm} / 2.00 \text{ m} + 15 \text{ kNm/m} = \mathbf{87.5 \text{ kNm/m.}}$$

2° campata



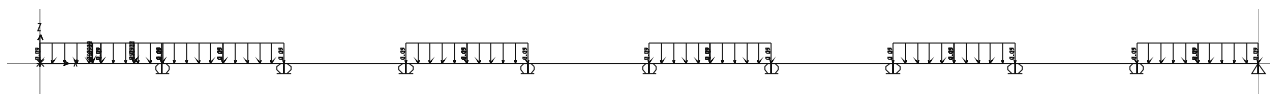
$$l_{\text{coll}} = 2.00 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M_{\text{car. con}} / l_{\text{coll}} + M_{\text{car. distr.}} = 115 \text{ kNm} / 2.00 \text{ m} + 9.0 \text{ kNm/m} = \mathbf{66.5 \text{ kNm/m.}}$$



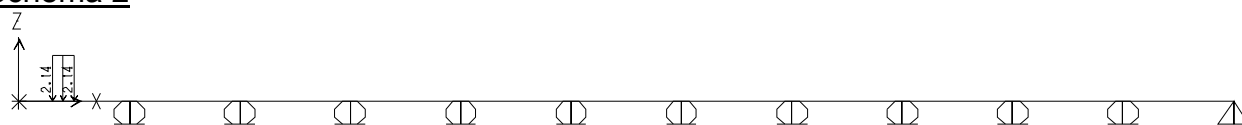
$$l_{\text{coll}} = 2.00 \text{ m}$$

$$V_{\text{tip}} = V_{\text{tip}} / l_{\text{coll}} + V_{\text{tip.}} = 250 \text{ kN} / 2.00 \text{ m} + 20 \text{ kN/m} = \mathbf{145 \text{ kN/m.}}$$



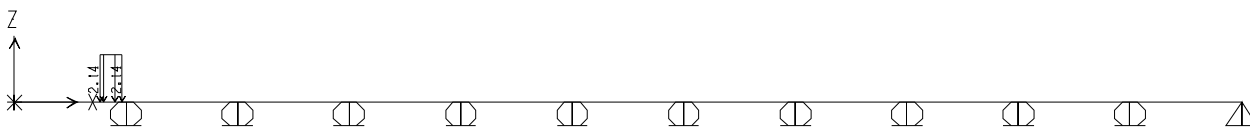
$$l_{\text{coll}} = 2.00 \text{ m}$$

$$M_{\text{min}} = M_{\text{car. con}} / l_{\text{coll}} + M_{\text{car. distr.}} = -95 \text{ kNm} / 2.00 \text{ m} - 15 \text{ kNm/m} = \mathbf{-62.5 \text{ kNm/m.}}$$

Schema 2

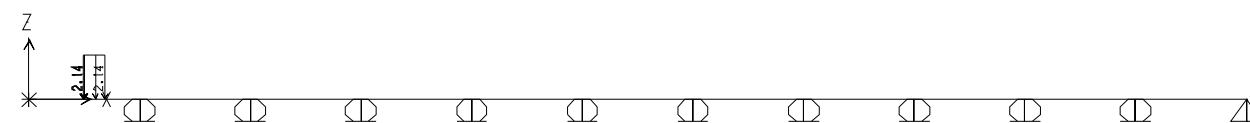
$$l_{\text{coll}} = 2.00 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M_{\text{car. con}} / l_{\text{coll}} = 161 \text{ kNm} / 2.00 \text{ m} = 81 \text{ kNm/m.}$$



$$l_{\text{coll}} = 2.00 \text{ m}$$

$$V_{\text{tip}} = V_{\text{tip}} / l_{\text{coll}} = 200 \text{ kNm} / 2.00 \text{ m} = 100 \text{ kN/m.}$$



$$l_{\text{coll}} = 2.00 \text{ m}$$

$$M_{\text{min}} = M_{\text{car. con}} / l_{\text{coll.}} = - 82 \text{ kNm} / 2.00 \text{ m} = - 41 \text{ kNm/m.}$$

7 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE 2 E 3 – EFFETTI GLOBALI

I fili longitudinali di caricamento inseriti nel modello globale rappresentano, come detto precedentemente, l'armatura principale della soletta.

Dalle analisi condotte sul modello complessivo si ottengono i seguenti valori di sforzo normale massimo, espressi in [kN], e di momento flettente espresso in kNm.

Di seguito si riportano i valori del momento flettente e dell'azione normale agenti su una sezione di soletta larga 1 metro calcolati agli S.L.E.:

	Fase 2		Fase 3		Termica+		Termica-	
	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>
MAX	60	2	126	13	74	0	-53	0
MIN	10	-2	-3	-6	53	0	-74	0

8 AZIONI DI VERIFICA

In accordo con i paragrafi 2.5.3 e 5.1.3.12 del DM 14/01/2008 si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- **combinazione frequente “f” (SLE):**
Fasell x 1 + Acc. Traff. x 0.75 + termica x 0.5
- **combinazione quasi permanente “q.p.”(SLE):**
Fasell x 1 + Acc. Traff. x 0.00 + termica x 0.5
- **combinazione A1 STR (SLU):**
Fase II x 1.5 + carichi mobili x 1.35 + termica x 1.2

8.1 Riepilogo sollecitazioni di verifica

Prima campata (350 cm)

f	M	= (3 + 2) x 1.0 + (87.5 + 13)x 0.75+ 0 x 0.5 = + 81 kNm/m
	N _{max}	= 60 x 1.0 + 126 x 0.75 + 74 x 0.5 kN = 192 kN
q.p.	M	= (3 + 2) x 1.0 + (87.5 + 13)x 0.0+ 0 x 0.5 = + 5.0 kNm/m
	N _{max}	= 60 x 1.0 + 126 x 0.0 + 74 x 0.5 kN = 60 kN
ASTR1	M ⁺	= (3 + 2) x 1.5 + (87.5 + 13) x 1.35 + 0 x 1.2 = + 144 kNm/m
	N _{max}	= 60 x 1.5 + 126 x 1.35 + 74 x 1.2 kN = 349 kN

Campata tipica (350 cm)

f	M	= (2 + 2) x 1.0 + (66.5 + 13)x 0.75+ 0 x 0.5 = + 64 kNm/m
	N _{max}	= 60 x 1.0 + 126 x 0.75 + 74 x 0.5 kN = 192 kN
q.p.	M	= (2 + 2) x 1.0 + (66.5 + 13)x 0.0+ 0 x 0.5 = + 4.0 kNm/m
	N _{max}	= 60 x 1.0 + 126 x 0.0 + 74 x 0.5 kN = 60 kN
ASTR1	M ⁺	= (2 + 2) x 1.5 + (66.5 + 13) x 1.35 + 1.2 x 0 = + 114 kNm/m
	N _{max}	= 60 x 1.5 + 126 x 1.35 + 74 x 1.2 kN = 349 kN

Appoggio tipico (in corrispondenza del traverso)

f	M	= (-4) x 1.0 + (-62.5 - 6)x 0.75+ 0 x 0.5 = -56.0 kNm/m
	N _{max}	= 60 x 1.0 + 126 x 0.75 + 74 x 0.5 kN = 192 kN
q.p.	M	= (-4) x 1.0 + (-62.5 - 6)x 0.0+ 0 x 0.5 = - 4.0 kNm/m
	N _{max}	= 60 x 1.0 + 126 x 0.0 + 74 x 0.5 kN = 60 kN
ASTR1	M ⁻	= (-4) x 1.5 + (-62.5 - 6) x 1.35 + 0 = - 99 kNm/m
	N _{max}	= 60 x 1.5 + 126 x 1.35 + 74 x 1.2 kN = 349 kN
	T	= (5 + 6.35) x 1.5 + (145 + 31) x 1.35 = 255 kN/m

9 VERIFICHE A FESSURAZIONE

9.1 Introduzione

In accordo con il par. 5.1.4.4 del DM 14/01/08 nel caso di struttura in cls ordinario si rispettano le limitazioni di tab. 4.1.IV relative al caso di armature poco sensibili. Si verificano unicamente le combinazioni di carico delle sezioni correnti.

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

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

Essendo, in accordo con il par. 4.1.2.2.4:

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

9.2 Verifica sezione di campata

Sezione corrente- campata

Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	$h =$	25 cm
Altezza utile	$d =$	22.5 cm
Larghezza di calcolo	$b =$	100 cm
Area Acciaio teso	$A_s =$	25.75 cm ²
Area Acciaio compresso	$A_{s'} =$	20.10 cm ²
lembo superiore:		1 Φ 16/10
lembo inferiore:		1 Φ 16/20 + 1 Φ 20/20
Calcestruzzo	$R_{ck} =$	400 daN/cm ²
Copriferro teso (da baric arm tesa)	$c =$	2.5 cm
Copriferro compresso (da baric arm compr)	$d' =$	3 cm
Ricoprimento acciaio teso	$r_t =$	1.5945 cm
Ricoprimento acciaio compresso	$r_c =$	2.2 cm
Momento sollecitante II comb.	$M_{II} =$	81.00 kN m
Momento sollecitante III comb.	$M_{III} =$	5.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)	$x =$	8.59 cm
Momento di inerzia della sezione omog.	$J_i =$	105276 cm ⁴
Area omogeneizzata	$A_i =$	1546.5 cm ²

Verifica a flessioneTensione di prima fessurazione a trazione

Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_{ar} =$	988.1 daN/cm ²
----------------------------	-----------------	---------------------------

Verifica di seconda combinazione

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-66.1 daN/cm ²
---------------------------	------------------	---------------------------

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase	$\sigma_{a2-3II} =$	1605.5 daN/cm ²
--	---------------------	----------------------------

Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{a'II} =$	-645.0 daN/cm ²
---------------------------------	-------------------	----------------------------

Verifica di terza combinazione

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-4.1 daN/cm ²
---------------------------	------------------	--------------------------

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase	$\sigma_{a2-3II} =$	99.1 daN/cm ²
--	---------------------	--------------------------

Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{a'II} =$	-39.8 daN/cm ²
---------------------------------	-------------------	---------------------------

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	1.81 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	10.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	1.60 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	10.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	8.59 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	12.81 cm
asse neutro x	$y_n =$	8.59 cm
braccio coppia interna	$z =$	19.64 cm
Momento d'inerzia sezione fessurata	$I_f =$	105276 cm ⁴
Momento d'inerzia sez.interamente reagente	$I_i =$	196035 cm ⁴
Momento di prima fessurazione a flessione	$M_{1f} =$	5982 daN m
Momento di prima fessurazione a trazione	$M_{1t} =$	4985 daN m
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	3489 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	8.21 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	821 cm ²

Verifica di seconda combinazione

	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	8.07 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.00082
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.07 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.30 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.11 mm
VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{1adm}$		

Verifica di terza combinazione

	$k_2 =$	0.4
	$k_3 =$	0.125
	$\beta_1 =$	1
	$\beta_2 =$	0.5
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	8.07 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.00009 mm
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.01 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.2 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.01 mm
VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{1adm}$		

9.3 Verifica sezione di pila

Sezione corrente - Pila

Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	$h =$	25 cm
Altezza utile	$d =$	22 cm
Larghezza di calcolo	$b =$	100 cm
Area Acciaio teso	$A_s =$	20.10 cm ²
Area Acciaio compresso	$A_{s'} =$	10.05 cm ²
lembo superiore:	1 Φ 16/10	
lembo inferiore:	1 Φ 16/20	
Calcestruzzo	$R_{ck} =$	400 daN/cm ²
Copriferro teso (da baric arm tesa)	$c =$	3 cm
Copriferro compresso (da baric arm compr)	$d' =$	2.5 cm
Ricoprimento acciaio teso	$r_t =$	2.2 cm
Ricoprimento acciaio compresso	$r_c =$	1.7 cm
Momento sollecitante II comb.	MII	56.00 kN m
Momento sollecitante III comb.	MIII	4.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)	$x =$	8.15 cm
Momento di inerzia della sezione omog.	$J_i =$	80679 cm ⁴
Area omogeneizzata	$A_i =$	1267.3 cm ²

Verifica a flessioneTensione di prima fessurazione a trazione

Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_{ar} =$	1143.0 daN/cm ²
----------------------------	-----------------	----------------------------

Verifica di seconda combinazione

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-56.6 daN/cm ²
---------------------------	------------------	---------------------------

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase	$\sigma_{a2-3II} =$	1441.8 daN/cm ²
--	---------------------	----------------------------

Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{a'II} =$	-588.4 daN/cm ²
---------------------------------	-------------------	----------------------------

Verifica di terza combinazione

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-4.0 daN/cm ²
---------------------------	------------------	--------------------------

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase	$\sigma_{a2-3II} =$	103.0 daN/cm ²
--	---------------------	---------------------------

Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{a'II} =$	-42.0 daN/cm ²
---------------------------------	-------------------	---------------------------

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	1.60 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	10.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	1.60 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	20.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	8.15 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	12.96 cm
asse neutro x	$y_n =$	8.15 cm
braccio coppia interna	$z =$	19.28 cm
Momento d'inerzia sezione fessurata	$I_f =$	80679 cm ⁴
Momento d'inerzia sez.interamente reagente	$I_l =$	172485 cm ⁴
Momento di prima fessurazione a flessione	$M_{1f} =$	5327 daN m
Momento di prima fessurazione a trazione	$M_{1t} =$	4439 daN m
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	3108 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	8.42 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	842 cm ²

Verifica di seconda combinazione

$k_2 = 0.4$

$k_3 = 0.125$

$\beta_1 = 1$

$\beta_2 = 0.5$

Distanza media tra le fessure

$s_{rm} = 9.75 \text{ cm}$

Deformazione media nel c.l.s

$\varepsilon_{sm} = 0.00076$

APERTURA MEDIA DI FESSURA

$W_m = 0.07 \text{ mm}$

VALORE DI CONFRONTO

$W_{1adm} = 0.30 \text{ mm}$

APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA

$W_k = 0.13 \text{ mm}$

VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{1adm}$ Verifica di terza combinazione

$k_2 = 0.4$

$k_3 = 0.125$

$\beta_1 = 1$

$\beta_2 = 0.5$

Distanza media tra le fessure

$s_{rm} = 9.75 \text{ cm}$

Deformazione media nel c.l.s

$\varepsilon_{sm} = 0.00011 \text{ mm}$

APERTURA MEDIA DI FESSURA

$W_m = 0.01 \text{ mm}$

VALORE DI CONFRONTO

$W_{1adm} = 0.2 \text{ mm}$

APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA

$W_k = 0.02 \text{ mm}$

VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_{1adm}$

10 VERIFICA DI RESISTENZA (S.L.U.)

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{ACCIAIO} = 4500/1.15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

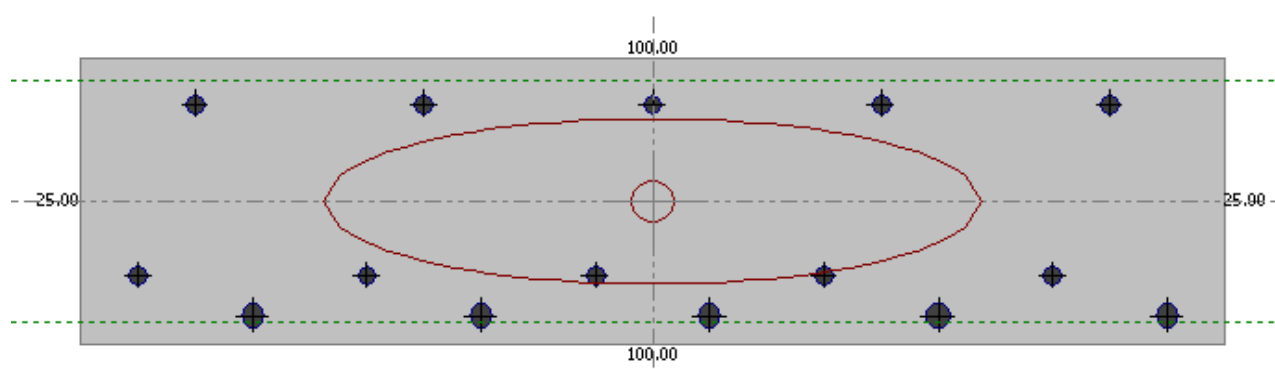
$$f_{cd} = 0.85 f_{ck}/\gamma_{CLS} = 332/1.5 = 188.1 \text{ daN/cm}^2$$

10.1 Verifica della sezione di campata 1

Ferri superiori : 1 ϕ 16/20

Ferri inferiori : 1 ϕ 20/20 (annegati nella coppella)

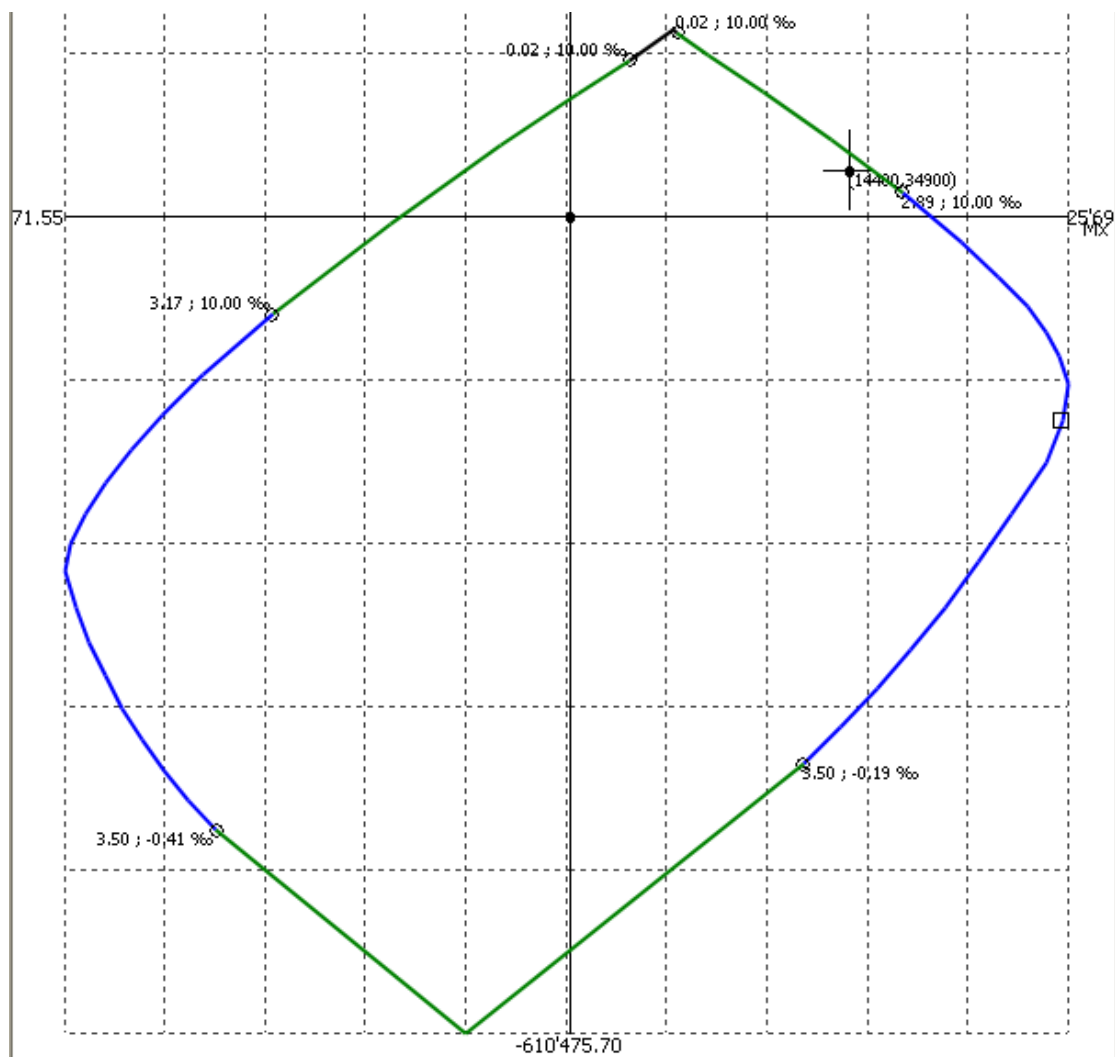
Ferri inferiori : 1 ϕ 16/20 (appoggiati alla coppella)



Si riportano di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto della condizione ASTR1.

Parametri geometrici e statici		
Area	$A =$	2500.0 cm ²
Baricentro	$x_g =$	0.0 cm
	$y_g =$	0.0 cm
Momenti statici	$S_x =$	0.0 cm
	$S_y =$	0.0 cm
Momenti di inerzia	$I_x =$	130208.3 cm ⁴
	$I_y =$	2083333.3 cm ⁴
	$I_{xy} =$	0.0 cm ⁴
	$I_1 =$	130208.3 cm ⁴
	$I_2 =$	2083333.3 cm ⁴
Inclinazione asse d'inerzia	$\alpha =$	0.00 °
Raggi d'inerzia	$i_1 =$	7.2 cm
	$i_2 =$	28.9 cm
Materiali sezioni		
Cls 400		
Resistenza compressione cubica	$R_{ck} =$	400.00 kg/cm ²
Materiali armatura		
Fe B 44 k		
Coefficiente omogeneizzazione	$m =$	15
Tensione ammissibile	$\sigma =$	2'600.00 kg/cm ²
Tensione di snervamento	$f_{yk} =$	4'500.00 kg/cm ²
Allungamento massimo	$\varepsilon =$	‰
Armatura		
Rapporto armatura trazione	$\rho =$	1.03 % (trazione)
Rapporto armatura compressione	$\rho =$	0.40 % (compressione)
Armatura compressione	$A_{s'}$	5Ø16
Armatura trazione	A_s	5Ø16+5Ø20
Carichi agenti		
Azione assiale	$N =$	34'900.00 kg
Momenti flettenti	$M_x =$	14'400.00 kg m
	$M_y =$	0.00 kg m
Verifica di resistenza		
Coefficiente di sicurezza	$k_s =$	1.07
Deformazioni punto di lavoro		
Cls compresso	$\varepsilon =$	-1.07 ‰
Cls teso	$\varepsilon =$	2.59 ‰
Ferro teso	$\varepsilon =$	2.22 ‰
Ferro compresso	$\varepsilon =$	-0.49 ‰

Cavalcavia Via Cal Trevigiana– Relazione di calcolo soletta

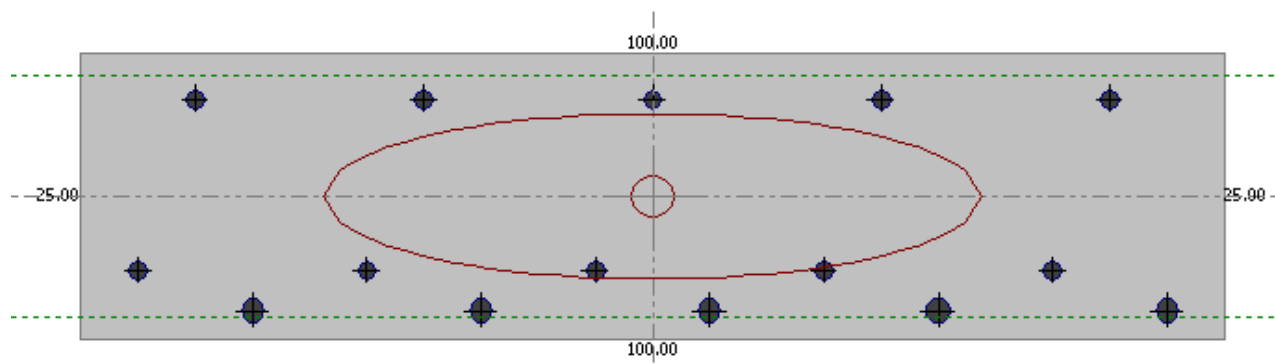


10.2 Verifica della sezione di campata tipica

Ferri superiori : 1 ϕ 16/20

Ferri inferiori : 1 ϕ 20/20 (annegati nella coppella)

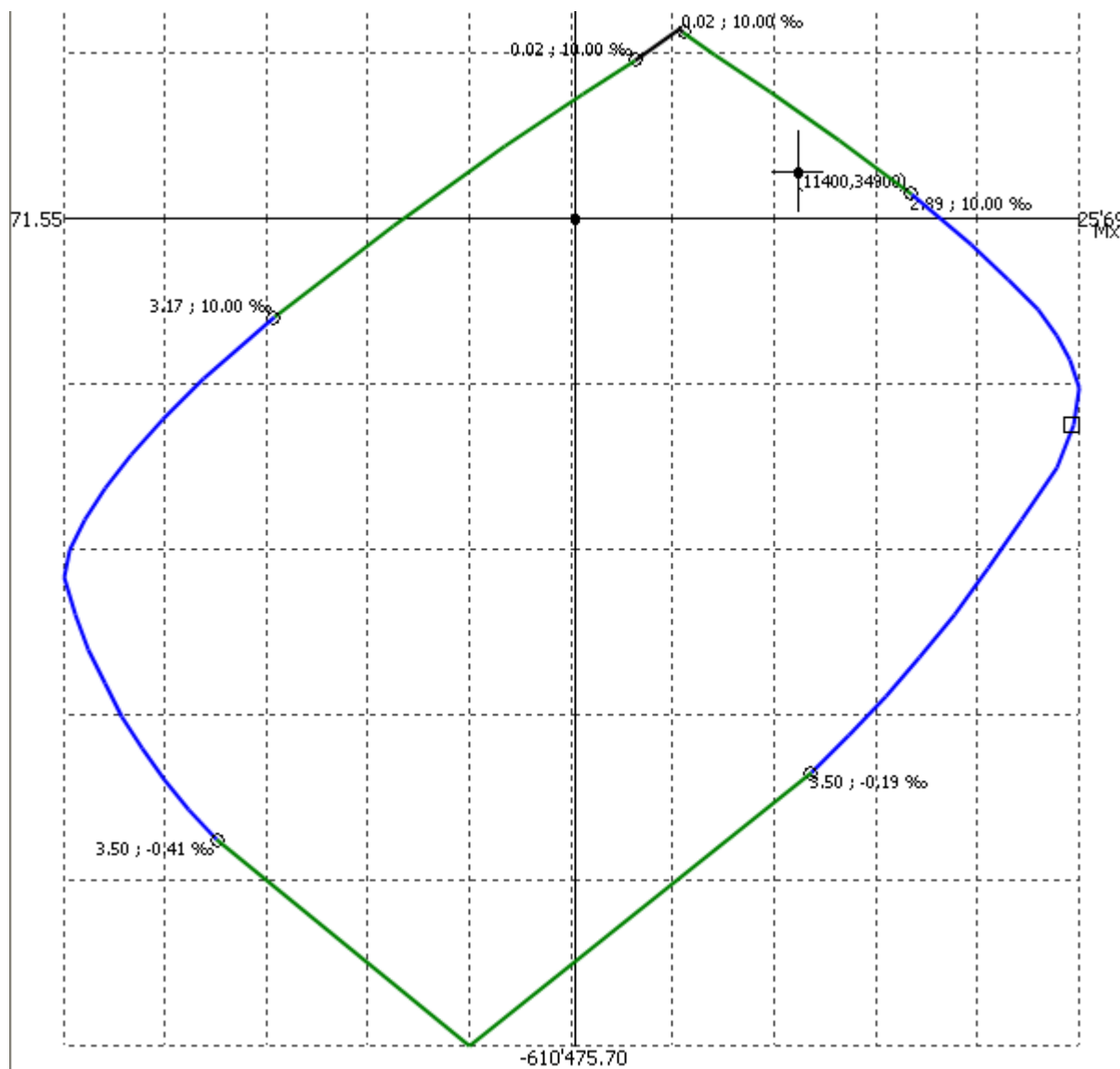
Ferri inferiori : 1 ϕ 16/20 (appoggiati alla coppella)



Si riportano di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto della condizione ASTR1.

Parametri geometrici e statici		
Area	$A =$	2500.0 cm ²
Baricentro	$x_g =$	0.0 cm
	$y_g =$	0.0 cm
Momenti statici	$S_x =$	0.0 cm
	$S_y =$	0.0 cm
Momenti di inerzia	$I_x =$	130208.3 cm ⁴
	$I_y =$	2083333.3 cm ⁴
	$I_{xy} =$	0.0 cm ⁴
	$I_1 =$	130208.3 cm ⁴
	$I_2 =$	2083333.3 cm ⁴
Inclinazione asse d'inerzia	$\alpha =$	0.00 °
Raggi d'inerzia	$i_1 =$	7.2 cm
	$i_2 =$	28.9 cm
Materiali sezioni		
Cls 400		
Resistenza compressione cubica	$R_{ck} =$	400.00 kg/cm ²
Materiali armatura		
Fe B 44 k		
Coefficiente omogeneizzazione	$m =$	15
Tensione ammissibile	$\sigma =$	2'600.00 kg/cm ²
Tensione di snervamento	$f_{yk} =$	4'500.00 kg/cm ²
Allungamento massimo	$\varepsilon =$	‰
Armatura		
Rapporto armatura trazione	$\rho =$	1.03 % (trazione)
Rapporto armatura compressione	$\rho =$	0.40 % (compressione)
Armatura compressione	$A_{s'} =$	5Ø16
Armatura trazione	$A_s =$	5Ø16+5Ø20
Carichi agenti		
Azione assiale	$N =$	34'900.00 kg
Momenti flettenti	$M_x =$	11'400.00 kg m
	$M_y =$	0.00 kg m
Verifica di resistenza		
Coefficiente di sicurezza	$k_s =$	1.29
Deformazioni punto di lavoro		
Cls compresso	$\varepsilon =$	-0.77 ‰
Cls teso	$\varepsilon =$	1.90 ‰
Ferro teso	$\varepsilon =$	1.63 ‰
Ferro compresso	$\varepsilon =$	-0.35 ‰

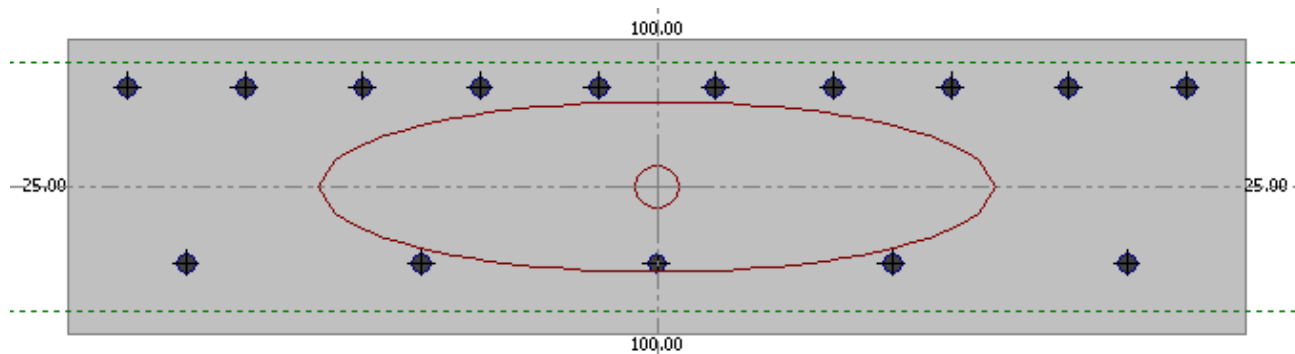
Cavalcavia Via Cal Trevigiana– Relazione di calcolo soletta



10.3 Verifica della sezione sui traversi

Ferri superiori : $1\phi 16/20 + 1\phi 16/20$

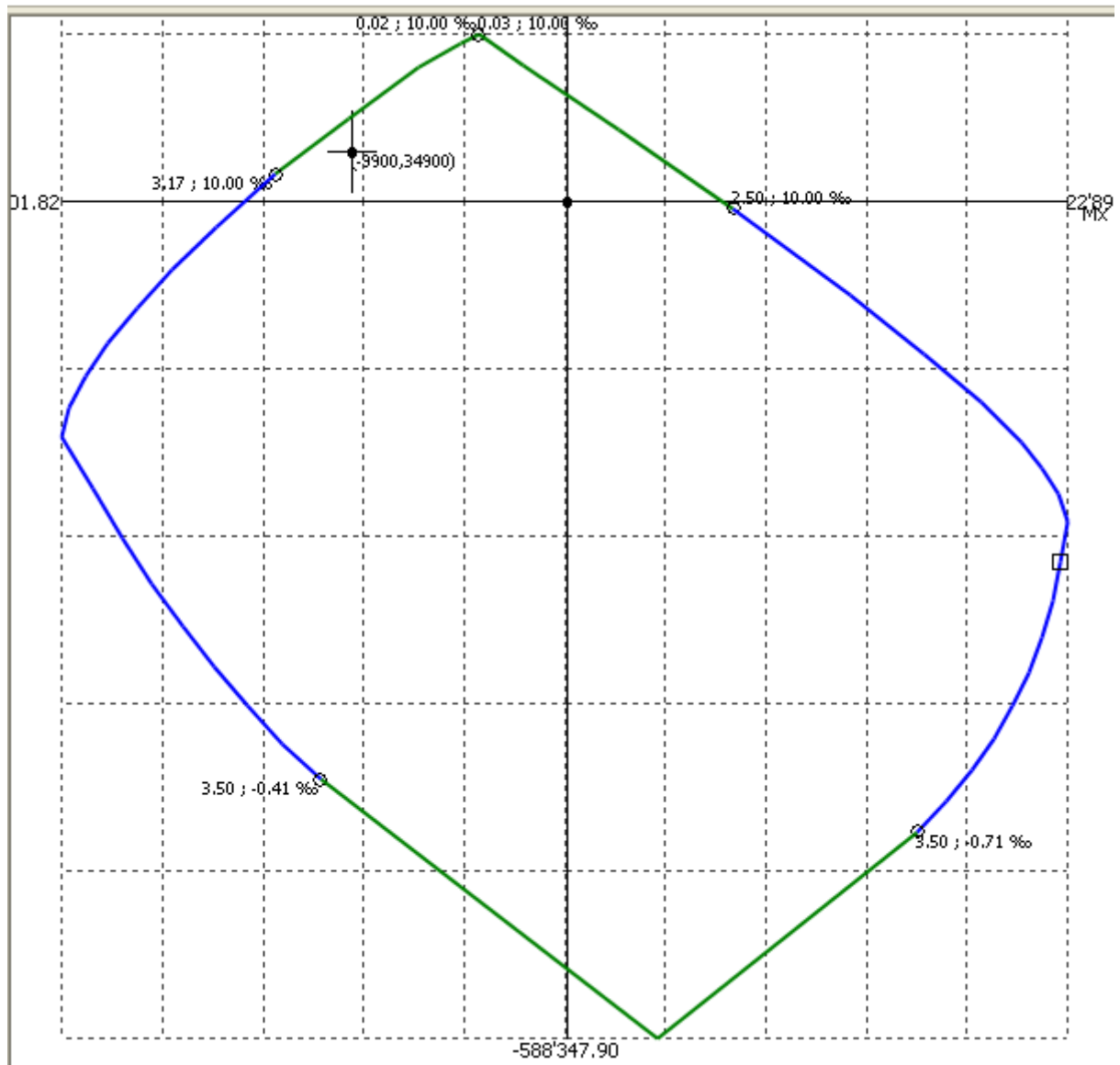
Ferri inferiori : $1\phi 16/20$ (appoggiati alla coppella)



Si riportano di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto della condizione ASTR1.

Parametri geometrici e statici		
Area	A =	2500.0 cm ²
Baricentro	xg =	0.0 cm
	yg =	0.0 cm
Momenti statici	Sx =	0.0 cm
	Sy =	0.0 cm
Momenti di inerzia	Ix =	130208.3 cm ⁴
	Iy =	2083333.3 cm ⁴
	Ixy =	0.0 cm ⁴
	I1 =	130208.3 cm ⁴
	I2 =	2083333.3 cm ⁴
Inclinazione asse d'inerzia	α =	0.00 °
Raggi d'inerzia	i1 =	7.2 cm
	i2 =	28.9 cm
Materiali sezioni		
Cls 400		
Resistenza compressione cubica	Rck =	400.00 kg/cm ²
Materiali armatura		
Fe B 44 k		
Coefficiente omogeneizzazione	m =	15
Tensione ammissibile	σ =	2'600.00 kg/cm ²
Tensione di snervamento	fyk =	4'500.00 kg/cm ²
Allungamento massimo	ε =	‰
Armatura		
Rapporto armatura trazione	ρ =	0.80 % (trazione)
Rapporto armatura compressione	ρ =	0.40 % (compressione)
Armatura compressione	As' =	5Ø16
Armatura trazione	As =	10Ø16
Carichi agenti		
Azione assiale	N =	34'900.00 kg
Momenti flettenti	Mx =	-9'900.00 kg m
	My =	0.00 kg m
Verifica di resistenza		
Coefficiente di sicurezza	ks =	1.17
Deformazioni punto di lavoro		
Cls compresso	ε =	2.17 ‰
Cls teso	ε =	-0.75 ‰
Ferro teso	ε =	1.70 ‰
Ferro compresso	ε =	-0.05 ‰

Cavalcavia Via Cal Trevigiana– Relazione di calcolo soletta



11 VERIFICHE A TAGLIO SOLETTA (S.L.U.)

Verifica a Taglio soletta secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	400 kg/cm ²	
$f_{cd} =$	188 kg/cm ²	
$f'_{cd} =$	94 kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1.25	
$f_{yd} =$	3017 kg/cm ²	portata residua dei tralicci da analisi traliccio i fase I
$h =$	25 cm	altezza della soletta
$h_t =$	15.5 cm	altezza del traliccio
$c =$	3 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	22 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	10 mm	diametro delle staffe / armatura diagonale traliccio
n braccia =	5	
$A_{sw} =$	3.93 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	20 cm	passo dell'armatura trasversale
$\alpha =$	57.2 °	inclinazione dei diagonali del traliccio sull'orizzontale
$\alpha =$	1.00 rad	

Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è

$\theta =$	11.87 °	inclinazione dei puntoni d'anima
------------	---------	----------------------------------

$V_{rsd} =$	532 daN	taglio trazione
-------------	---------	-----------------

$V_{rcd} =$	532 daN	taglio compressione
-------------	---------	---------------------

$\text{ctg } \theta =$	4.76	=> si assume $\text{ctg } \theta = 2.5$
------------------------	------	---

$V_{rsd} =$	30999 daN
-------------	-----------

$V_{rcd} =$	100999 daN
-------------	------------

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}] \quad \mathbf{310 \text{ kN}}$$

$$V_{ed} \quad \mathbf{255 \text{ kN}} \quad \mathbf{V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}}$$