



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



SPV srl
 Via Inverio, 24/A
 10146 Torino



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

Consorzio Stabile fra le Imprese:



SACYR S.A.



INC S.p.A.



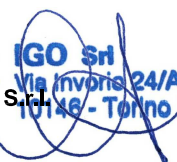
SIPAL S.p.A.



INFRAESTRUCTURAS S.A.
 Paseo de la Castellana, 83-85
 28046 Madrid

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

PROGETTISTA



Ingegneria Grandi Opere S.r.l.

Via Inverio, 24/A
 10146 Torino

RESPONSABILE PROGETTAZIONE



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

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



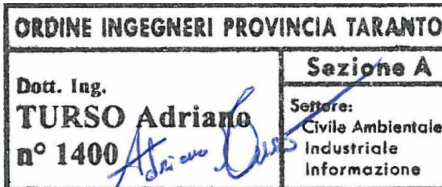
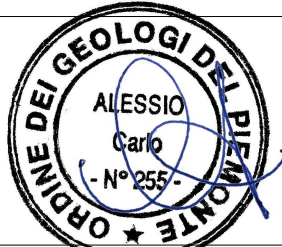
SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI



COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



GEOLOGO



N. Progr. _____
 CARTELLA N. _____

PROGETTO DEFINITIVO
 (C.U.P. H51B03000050009)

LOTTO 3 - TRATTA "F"
 dal Km. 54+755 al Km 55+495

TITOLO ELABORATO:

**PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA
 OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
 CAVALCAVIA SV. RIESE
 Relazione di calcolo soletta**

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

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SETECO	05/03/2012	IGO	09/03/2012	SIS	14/03/2012

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giuseppe FASIOL

IL COMMISSARIO:

Ing. Silvano VERNIZZI

VALIDAZIONE:

PROTOCOLLO : _____

DEL: _____

INDICE

1	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	<u>3</u>
2	<u>DESCRIZIONE E MODALITÀ DI CALCOLO DELLA SOLETTA</u>	<u>4</u>
3	<u>MATERIALI UNITÀ DI MISURA E RESISTENZE DI PROGETTO</u>	<u>6</u>
3.1	MATERIALI	6
3.2	UNITÀ DI MISURA	6
3.3	RESISTENZE DI PROGETTO	6
4	<u>VERIFICA TRALICCIO IN FASE 1</u>	<u>7</u>
4.1	ANALISI DEI CARICHI	7
4.2	VERIFICA TRALICCI PREDALLES NELLA PRIMA FASE DI GETTO	8
4.2.1	CARATTERISTICHE DEI TRALICCI	8
4.2.2	VERIFICA TRALICCI	9
5	<u>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE II</u>	<u>11</u>
5.1	CARICHI PERMANENTI PORTATI	11
5.1.1	ANALISI DEI CARICHI	11
5.1.2	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	12
6	<u>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE III</u>	<u>13</u>
6.1	CARICHI DA TRAFFICO	13
6.1.1	SCHEMI DI CARICO	13
6.1.2	COEFFICIENTI DINAMICI	15
6.2	LARGHEZZE COLLABORANTI	16
6.3	EFFETTI DEL CARICO DA TRAFFICO	20
6.3.1	SBALZO LATO CORDOLO 1.25 M	20
6.3.2	MASSIMO MOMENTO POSITIVO IN CAMPATA	22
6.3.3	MASSIMO MOMENTO NEGATIVO SULL'APPOGGIO	23
6.3.4	MASSIMO TAGLIO SULL'APPOGGIO	24
6.4	VENTO	25
6.5	URTO DEL VEICOLO IN SVIO	26
7	<u>AZIONI DI VERIFICA</u>	<u>27</u>
7.1	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI DI VERIFICA PER LA SEZIONE CORRENTE	28
7.2	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI DI VERIFICA PER LE SEZIONI DI ESTREMITÀ	29
8	<u>VERIFICHE A FESSURAZIONE (S.L.E.)</u>	<u>30</u>
8.1	INTRODUZIONE	30
8.2	SEZIONE IN CAMPATA	31

8.3	SEZIONE SU APPOGGIO	34
9	<u>VERIFICHE DI RESISTENZA (S.L.U.)</u>	<u>37</u>
9.1	SBALZO– SEZIONE CORRENTE.....	37
9.2	CAMPATA – SEZIONE CORRENTE	39
9.3	APPOGGIO CENTRALE – SEZIONE CORRENTE	41
9.4	SBALZO – SEZIONE DI ESTREMITÀ.....	43
9.5	CAMPATA – SEZIONE DI ESTREMITÀ.....	45
9.6	APPOGGIO CENTRALE – SEZIONE DI ESTREMITÀ.....	47
10	<u>VERIFICHE A TAGLIO (S.L.U.).....</u>	<u>49</u>
10.1	SEZIONE CORRENTE	51
10.2	SEZIONE DI ESTREMITÀ.....	52



1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nell'eseguire il dimensionamento dell'opera di cui alla presente relazione, si è fatto riferimento alla seguente normativa tecnica:

Legge 05.11.71 n. 1086	Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
D.M. 14.01.2008	Norme tecniche per le costruzioni.
Circolare del 02/02/2009	Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
UNI EN1991 -2.	EUROCODICE 1. Azioni sulle strutture. Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
UNI EN1994 -1-1.	EUROCODICE 4. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
UNI EN1994 -2.	EUROCODICE 4. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
CNR-UNI 10016/00	Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni
CNR-UNI 10011/97	Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

2 DESCRIZIONE E MODALITÀ DI CALCOLO DELLA SOLETTA

La soletta d'impalcato viene realizzata mediante getto in opera su predalles prefabbricate in cls armato, ordine in direzione parallela ai diaframmi.

Le predalles hanno uno spessore di 6 cm, sono armate con idonei tralicci con altezza pari a 18.0 cm e contengono l'armatura integrativa inferiore.

L'intero impalcato viene coperto appoggiando le predalles isostaticamente sulle travi principali.

Si considerano le seguenti tre fasi di carico:

Fase 1

Le predalles sono posate sulle travi con schema statico di trave semplicemente appoggiata.

Gli sbalzi presentano luci di 1.940 m in obliquo (1.750 m in retto), mentre le campate hanno luce pari a 4.30 m in obliquo (4.00 m in retto).

Ciascuna predalle sostiene se stessa, l'armatura integrativa ed il getto di completamento a spessore definitivo (26 cm).

Le coppelle sono inoltre provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi sottostanti al fine di consentire la disposizione dei connettori di tipo Nelson. Una volta disposte le lastre prefabbricate si procede alla posa delle barre di orditura longitudinali e delle barre di orditura integrativa trasversale.

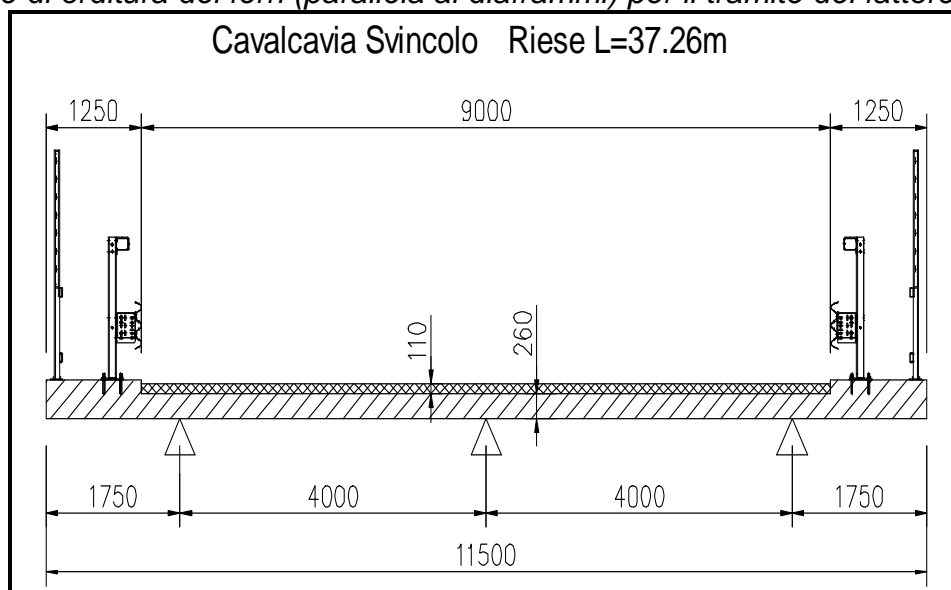
Fase 2

Lo schema statico è di trave continua appoggiata sulle travi, costituita dall'intero spessore di soletta (26 cm predalle compresa); i carichi in gioco sono i permanenti portanti.

Fase 3

Lo schema statico è di trave continua appoggiata sulle travi, costituita dall'intero spessore di soletta (26 cm predalle compresa); i carichi in gioco sono i sovraccarichi accidentali.

N.B.: Per il dimensionamento dell'armatura trasversale il valore del momento flettente (di fase II e fase III) viene calcolato con riferimento alla sezione trasversale in retto e riportato nella direzione di orditura dei ferri (parallela ai diaframmi) per il tramite del fattore 1.11.



3 MATERIALI UNITÀ DI MISURA E RESISTENZE DI PROGETTO

3.1 Materiali

Soletta in c.a.:

Calcestruzzo – C35/45, secondo D.M. 14/01/2008.

Acciaio per armatura lenta: B450C, controllato in stabilimento, saldabile e con proprietà meccaniche secondo UNI EN ISO 15630-1: 2004.

3.2 Unità di misura

Nel seguito della relazione si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per i carichi \Rightarrow **kN, kN/m², kN/m³**
- per le azioni di calcolo \Rightarrow **kN, kNm**
- per le tensioni \Rightarrow **kN/cm², daN/cm², N/cm²**

3.3 Resistenze di progetto

- Calcestruzzo C35/45

In accordo con i punti 4.3.3 e 11.2.10.1 del DM2008 risulta:

$$\gamma_M = 1.5 \quad \text{C35/45}$$

$$f_{ck} = 0.83 \times 450 = 373 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_M = 211.65 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{ctfk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 0.7 \times (1.2 \times 0.30 f_{ck}^{2/3}) = 28.16 \text{ daN/cm}^2$$

- Armatura

$$\gamma_M = 1.15 \quad \text{B450C}$$

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

4 VERIFICA TRALICCIO IN FASE 1

4.1 Analisi dei carichi

Le dimensioni geometriche della soletta sono:

- Interasse travi $L = 4.30$ m
- Spessore medio soletta $s = 0.26$ m

Analisi dei carichi di fase I

Spessore medio soletta (sbalzi)	$s =$	0.26	m
Spessore medio soletta (campata)	$s =$	0.26	m
Peso proprio predalle	$q_{pd} =$	1.50	kN/m
Peso proprio della soletta (sbalzi)	$q_{1cls} =$	6.50	kN/m
Peso proprio della soletta (campata)	$q_{2cls} =$	6.50	kN/m
Carichi accidentali di getto	$acc =$	1.00	kN/m
Peso proprio veletta sbalzo	$q_{v1} =$	1.00	kN
Momento negativo da getto			-17.39
Momento negativo da veletta			-2.48
Momento negativo da predalle			0.00

Caratteristiche di sollecitazione

Momento negativo massimo sull'appoggio	$M_B =$	-19.88	kNm
Momento positivo massimo in campata	$M_C =$	18.74	kNm
Taglio sx sull'appoggio	$V_b \text{ sx} =$	19.63	kN
Taglio dx sull'appoggio	$V_b \text{ dx} =$	19.63	kN

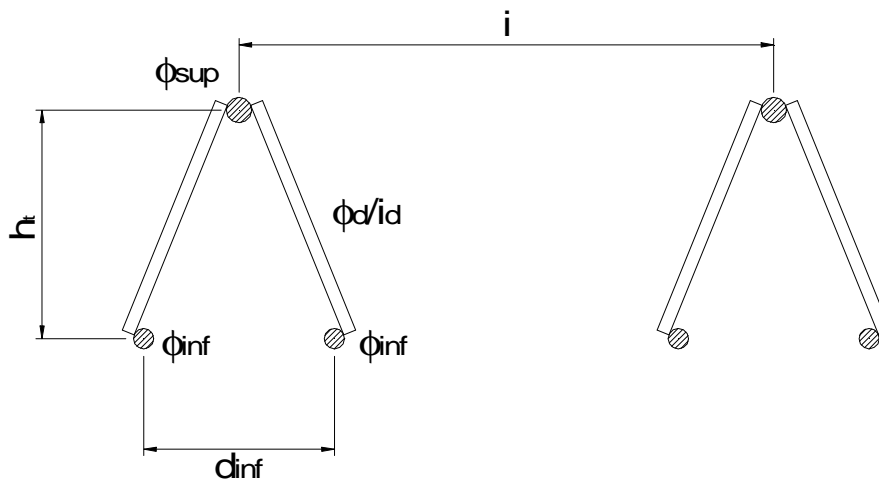
4.2 Verifica tralici predalles nella prima fase di getto

4.2.1 Caratteristiche dei tralici

Verifica tralici predalles

Caratteristiche tralici

Altezza totale traliccio: h	16.7 cm		
Altezza utile traliccio: h_t	15.2 cm	=	0.152 m
Distanza ferri inf: d_{inf}	10 cm	=	0.1 m
Diametro ferro sup: ϕ_{sup}	1.6 cm	=	0.016 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}	1.4 cm	=	0.014 m
Diametro diagonali: ϕ_d	1.0 cm	=	0.01 m
Interasse tralici: i	40 cm	=	0.4 m
Interasse diagonali: i_d	20 cm	=	0.2 m



4.2.2 Verifica tralicci

Verifica a momento negativo

M= -19.88 kNm
 N= -130.77 kN per ogni metro di soletta

n° di tralicci per ogni metro di soletta 2.50

Sforzo normale nei correnti N= 52.3 kN

Corrente superiore (teso)

Verifica di resistenza $\sigma = 2602 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Corrente inferiore (compresso)

Verifica di resistenza $\sigma = 1699 \text{ daN/cm}^2$

Verifica di stabilità $i = 0.35 \text{ cm}$

$L_0 = 20.00 \text{ cm}$

$\lambda = 57.14$

$\omega = 1.49$

$\sigma = 2530 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Azioni nei diagonali dei tralicci

Verifica di stabilità Nd= 487 daN

$\sigma = 620 \text{ daN/cm}^2$

$i = 0.25 \text{ cm}$

$L_d = 18.87 \text{ cm}$

$\beta = 0.7$

$\lambda = (L_d - 3) * \beta / i = 44.43$

$\omega = 1.28$

$\sigma = 796 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Portata residua dei diagonali $s = 3117 \text{ daN/cm}^2$

Verifica a momento positivo

M= 18.74 kNm
 N= 123.30 kN per ogni metro di soletta

n° di tralici per ogni metro di soletta 2.50
 Sforzo normale nei correnti N= 49.3 kN

Corrente superiore (compresso)

Verifica di resistenza $\sigma = 2453 \text{ daN/cm}^2$
 Verifica di stabilità $i = 0.4 \text{ cm}$
 $L_0 = 20.00 \text{ cm}$
 $\lambda = 50.00$
 $\omega = 1.36$

$\sigma = 3347 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Corrente inferiore (teso)

Verifica di resistenza $\sigma = 1602 \text{ daN/cm}^2$

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

Azioni nei diagonali dei tralici

Verifica di stabilità $N_d = 487 \text{ daN}$
 $\sigma = 620 \text{ daN/cm}^2$
 $i = 0.25 \text{ cm}$
 $L_d = 18.87 \text{ cm}$
 $\lambda = (\lambda \delta - 3) * \beta / i = 44.43$
 $\omega = 1.28$

$\beta = 0.7$

$\sigma = 796 \text{ daN/cm}^2 < 3913 \text{ daN/cm}^2$

Portata residua dei diagonali s= 3117 daN/cm²

5 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE II

5.1 Carichi permanenti portati

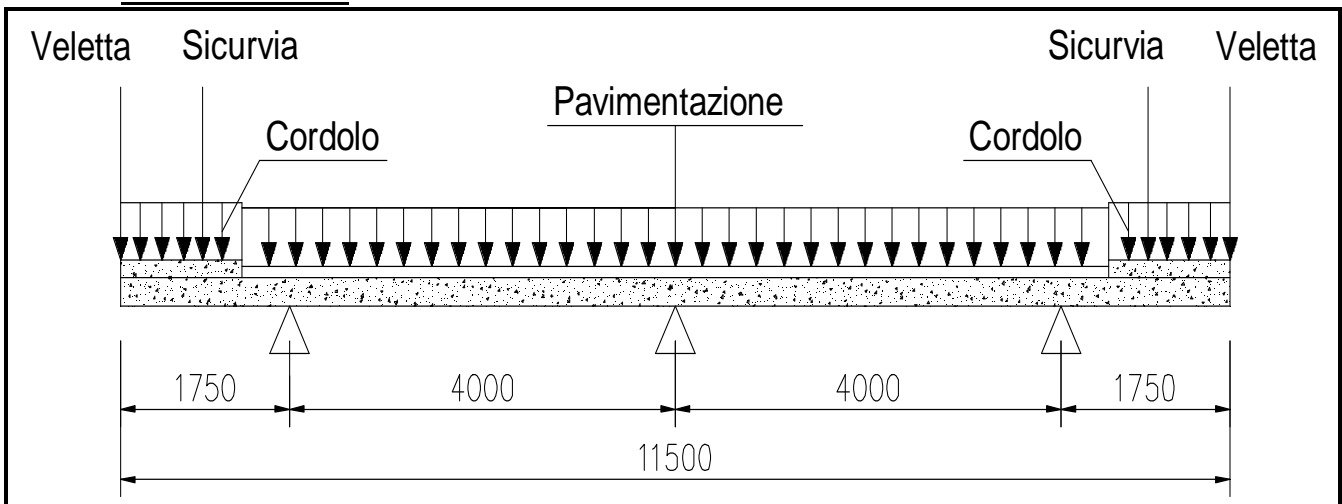
5.1.1 Analisi dei carichi

In questa fase la soletta è interamente reagente ed i carichi agenti sono i permanenti portati, la pavimentazione ed i parapetti.

Pavimentazione	$30 \text{ kN/m}^3 \times 9.00 \text{ m} \times 0.11$	= 29.70	kN/m
Cordolo sinistro	$25 \text{ kN/m}^3 \times 1.25 \text{ m} \times 0.20$	= 6.25	kN/m
Cordolo destro	$25 \text{ kN/m}^3 \times 1.25 \text{ m} \times 0.20$	= 6.25	kN/m
Guard Rail	2 x 1.5	= 3.00	kN/m
Veletta grande	2 x 1.0	= 2.00	kN/m

Totale		≅ 47.20	kN/m

Schema statico:



5.1.2 Caratteristiche di sollecitazione

Diagramma del momento flettente

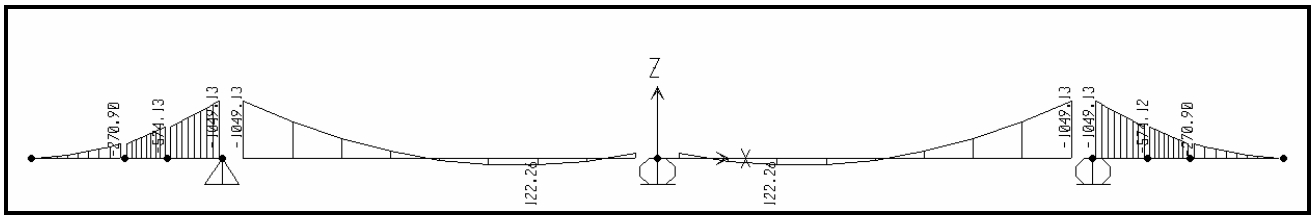
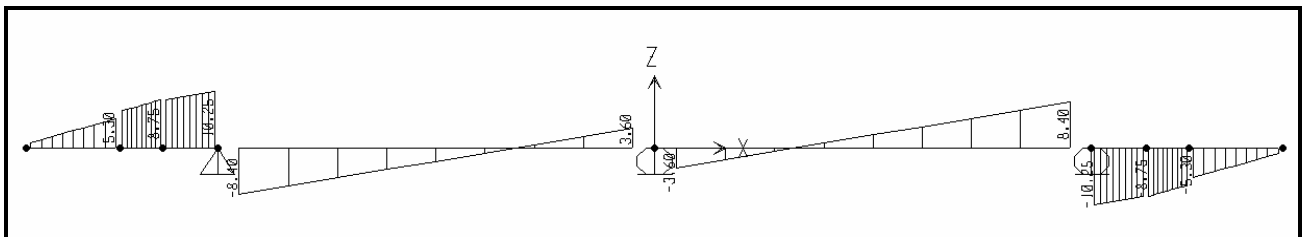


Diagramma del taglio



Le sollecitazioni massime a metro di fuga di soletta risultano pari a:

{	Sbalzo sx = Sbalzo dx:		
	Max M-		
	Totale	- 10.50 kNm/m	(appoggio A, C)
	Max V		
Totale	10.25 kN/m	(appoggio A, C)	

{	Campata:		
	Max M+		
	Totale	+ 1.23 kNm/m	(Mezzeria A, B)
	Max M-		
	Totale	- 0.88 kNm/m	(Appoggio B)
	Max V		
Totale	3.60 kN/m	(appoggio A, C)	

6 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE III

6.1 Carichi da traffico

6.1.1 Schemi di carico

Coerentemente con quanto indicato al par. 5.1.3.3.3 del DM 14/01/08 le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti scemi di carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

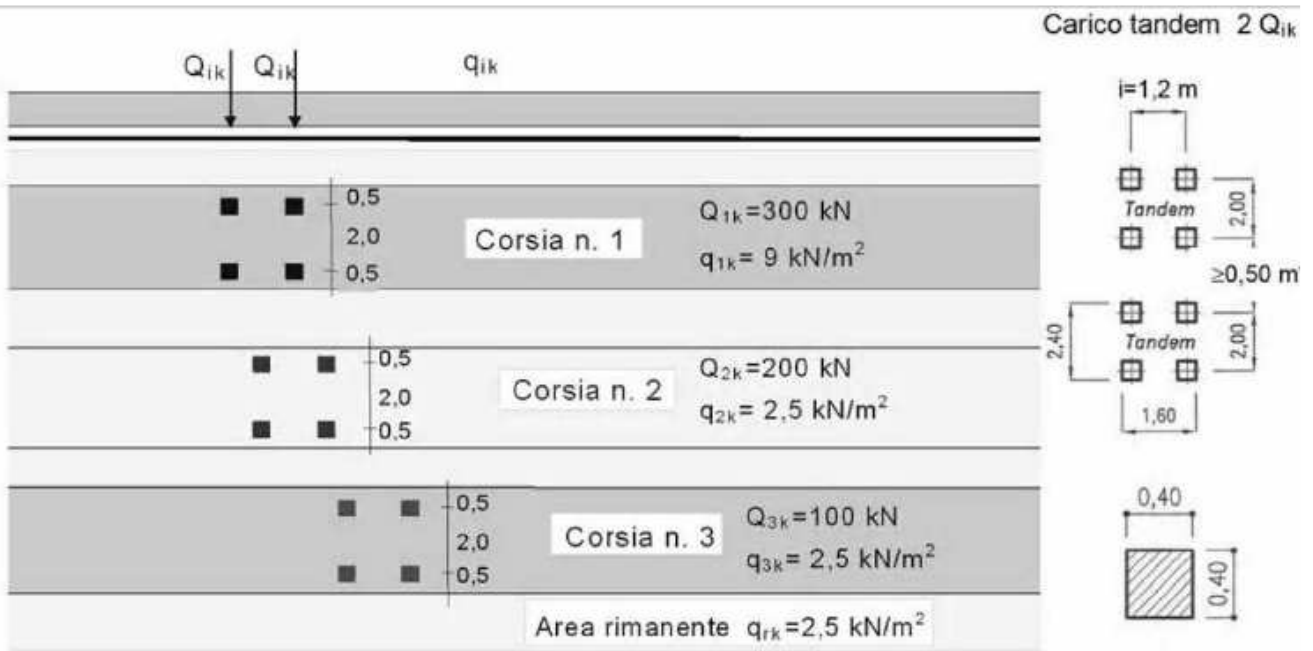
Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Schemi di Carico 6.a, b, c: In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$

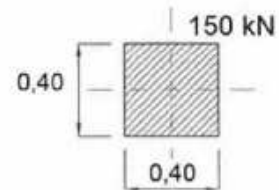
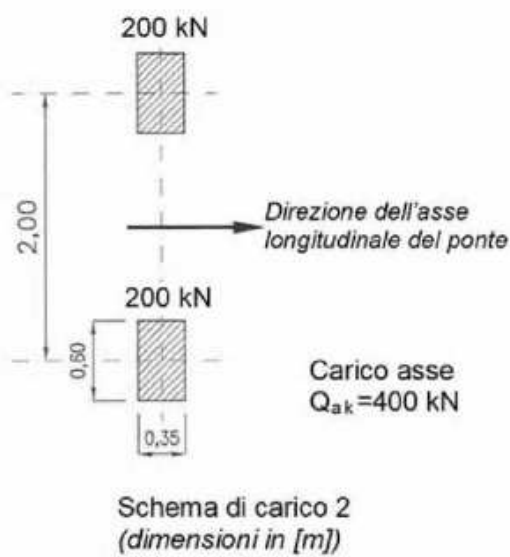
$$q_{L,a} = 128,95 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,25} \quad [\text{kN/m}]; \quad (5.1.1)$$

$$q_{L,b} = 88,71 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,38} \quad [\text{kN/m}]; \quad (5.1.2)$$

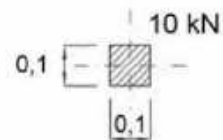


Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

*per $w_l \leq 2,90 \text{ m}$



Schema di carico 3 (dimensioni in [m])



Schema di carico 4 (dimensioni in [m])



Schema di carico 5

6.1.2 Coefficienti dinamici

Sezioni correnti

Gli schemi di carico specificati al par. 5.1.3.3.3 delle NTC includono già gli effetti dinamici relativi a pavimentazioni di media rugosità.

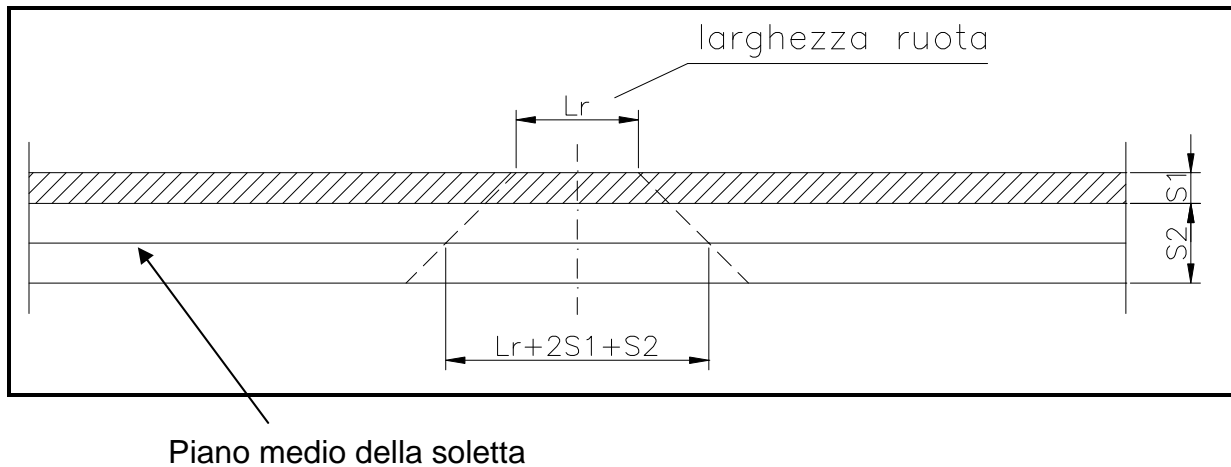
Sezioni d'estremità

In prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta nelle zone di estremità è necessario considerare un coefficiente dinamico aggiuntivo.

In accordo con i paragrafi 4.2.1 punto (3) e 4.6.1 punto (6) dell'Eurocodice 1 parte 2, per le sezioni di estremità si assume $\phi = 1.3$.

6.2 Larghezze collaboranti

Si considera una diffusione dell'impronta a 45° attraverso la pavimentazione e fino alla mezzera della soletta.



Schema di carico 1

- L_r = larghezza ruota = 40 cm
 s_1 = spessore del manto di usura = 11 cm
 s_2 = spessore minimo getto di cls = 26 cm

Sezione corrente: $D_{SOL} = L_r + 2 \cdot s_1 + 2 \cdot \frac{s_2}{2} = 40 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot \frac{26}{2} = 88 \text{ cm.}$

Sezione d'estremità: $D_{SOL} = L_r + s_1 + \frac{s_2}{2} = 40 + 11 + \frac{26}{2} = 64 \text{ cm.}$

Schema di carico 2

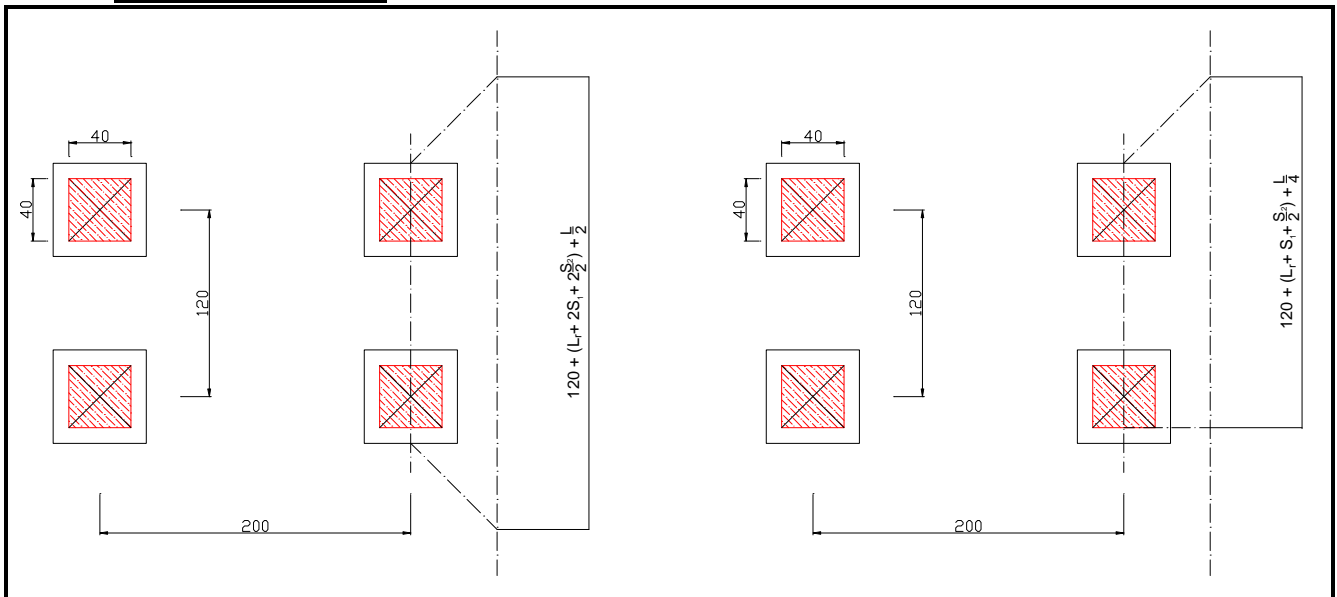
- L_r = larghezza ruota = 35 cm
 s_1 = spessore del manto di usura = 11 cm
 s_2 = spessore minimo getto di cls = 26 cm

Sezione corrente: $D_{SOL} = L_r + 2 \cdot s_1 + 2 \cdot \frac{s_2}{2} = 35 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot \frac{26}{2} = 83 \text{ cm.}$

Sezione d'estremità: $D_{SOL} = L_r + s_1 + \frac{s_2}{2} = 35 + 11 + \frac{26}{2} = 59 \text{ cm.}$

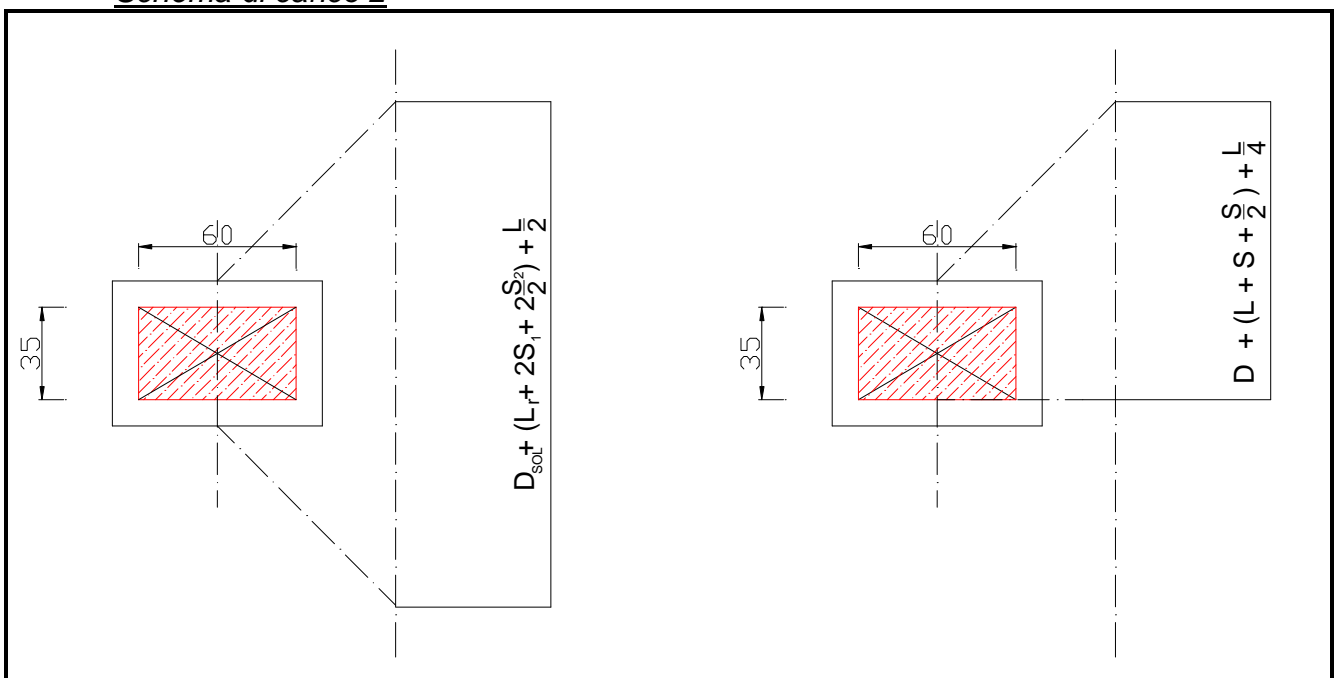
- Campata L=400 cm

Schema di carico 1



sez. corrente: $120 + 88 + L / 2 = 408 \text{ cm}$
 sez. estremità: $120 + 64 + L / 4 = 284 \text{ cm}$

Schema di carico 2



sez. corrente: $83 + L / 2 = 283 \text{ cm}$
 sez. estremità: $59 + L / 4 = 159 \text{ cm}$

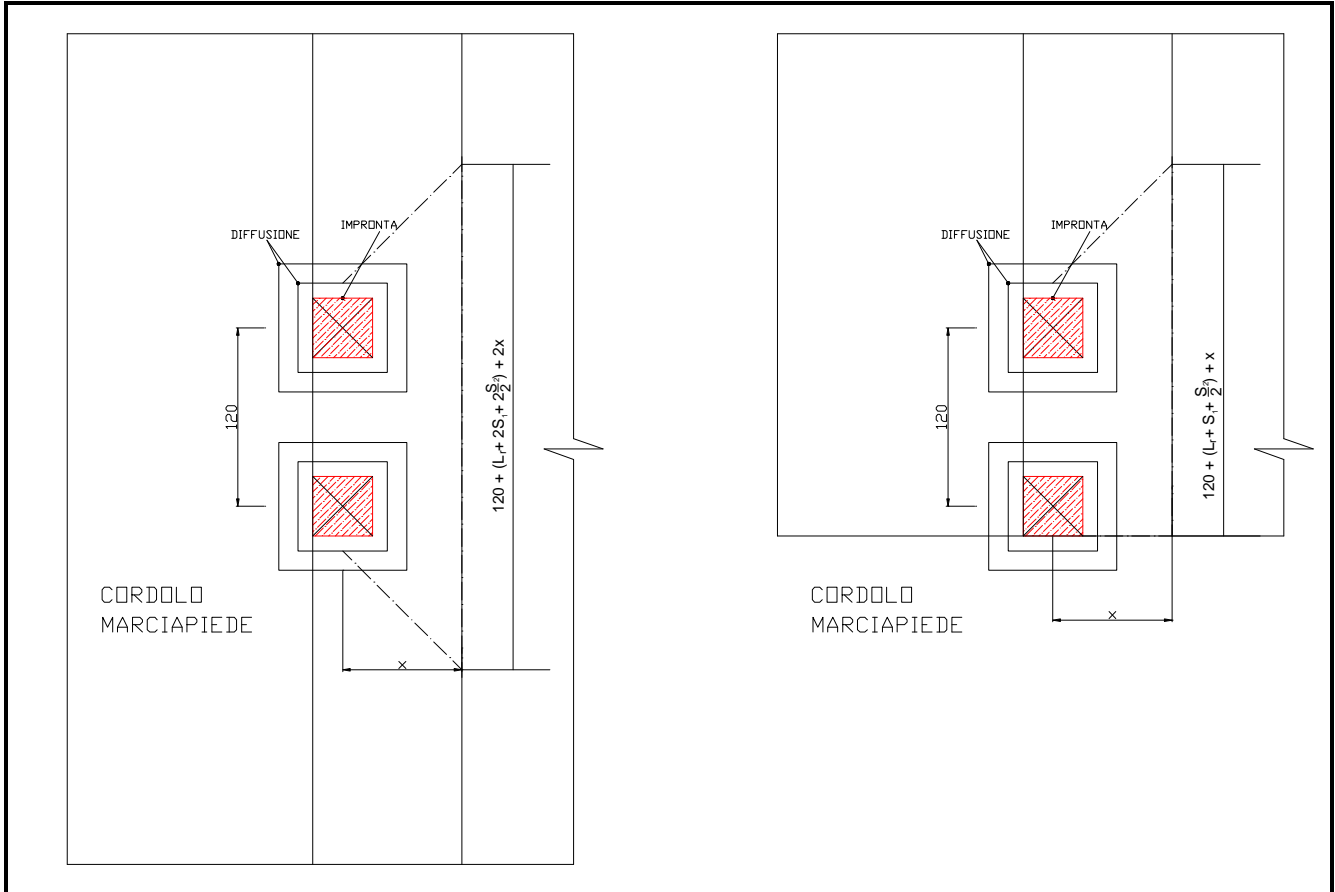
TAGLIO

sez. corrente: $= 83 + 2 \times (60/2 + 26/2 + 11) = 191 \text{ cm}$
 sez. estremità: $= 59 + (60/2 + 26/2 + 11) = 113 \text{ cm}$

- Sbalzo lato cordolo 1.25 m

MOMENTO FLETTENTE

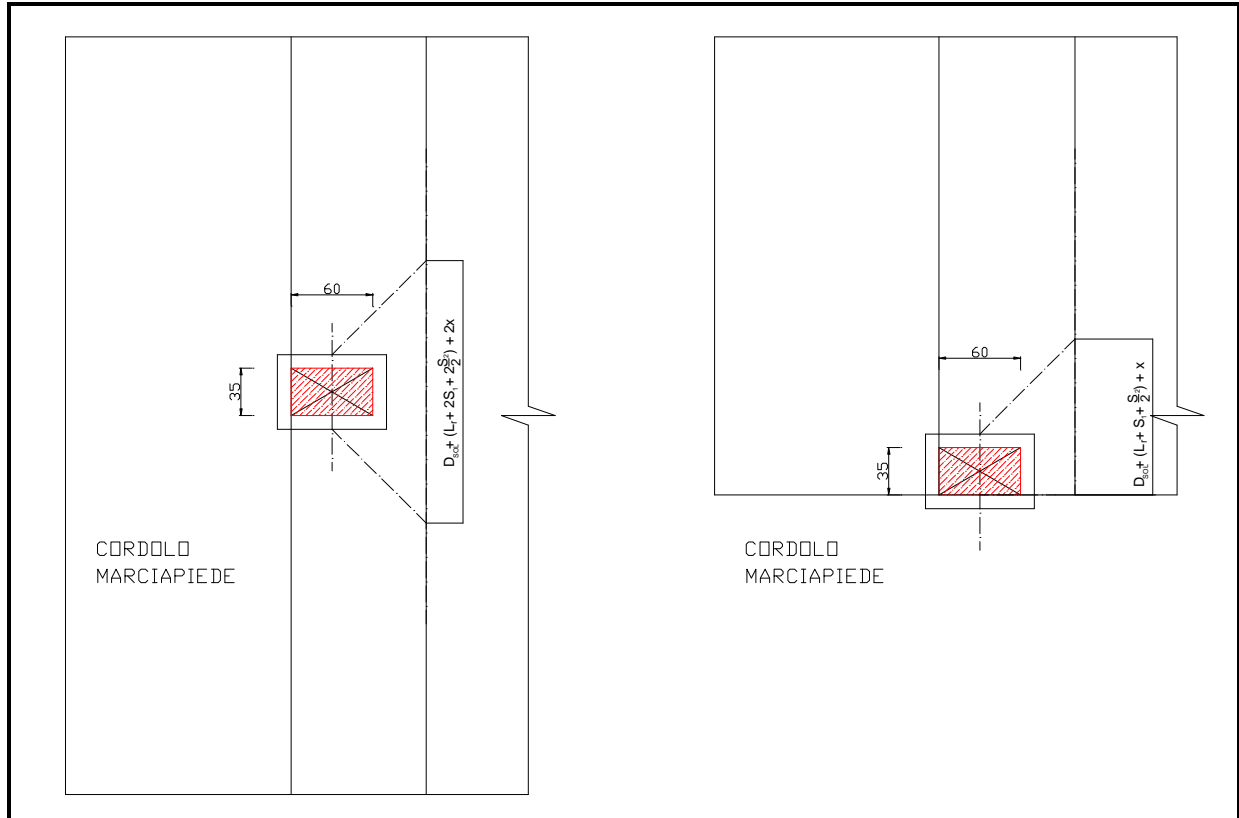
Schema di carico 1



sez. corrente: $120 + 88 + 2 \times (175 - 125 - 20) = 268 \text{ cm}$

sez. estremità: $120 + 64 + (175 - 125 - 20) = 214 \text{ cm}$

Schema di carico 2



sez. corrente: $83 + 2 \times (175 - 125 - 30) = 123 \text{ cm}$
 sez. estremità: $59 + (175 - 125 - 30) = 79 \text{ cm}$

TAGLIO

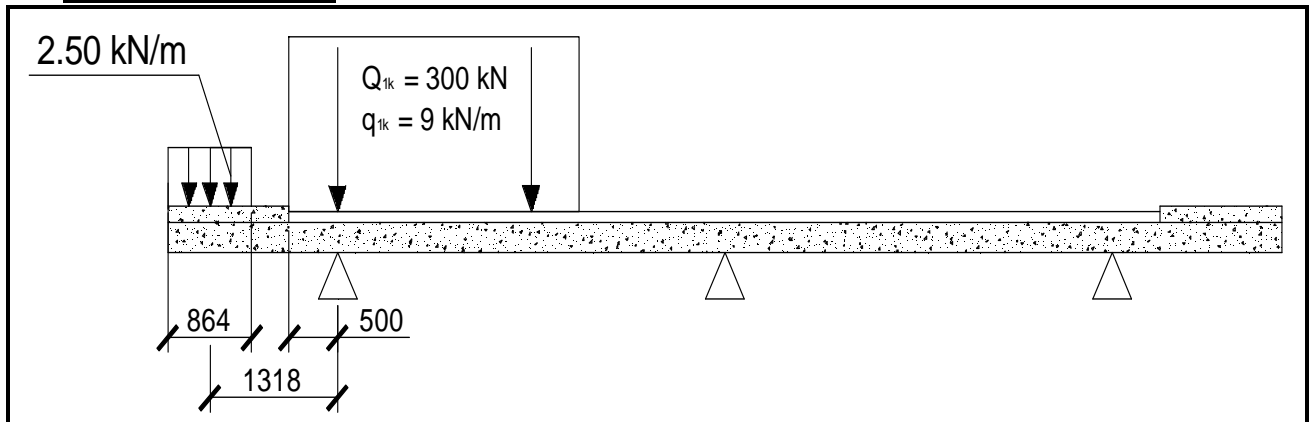
Schema di carico 2

sez. corrente: $83 + 2 \times (60/2 + 26/2 + 11) = 191 \text{ cm}$
 sez. estremità: $59 + (60/2 + 26/2 + 11) = 113 \text{ cm}$

6.3 Effetti del carico da traffico

6.3.1 Sbalzo lato cordolo 1.25 m

- Schema di carico 1



MOMENTO FLETTENTE

Sezione corrente

$$l_{coll} = 2.68\text{m}$$

$$\phi = 1.0$$

$$M_D = -300 \cdot 0.0 / 2.68 - 9 \times 0.50^2 / 2 - 2.5 \times 0.864 \times 1.318 \cong -3.98 \text{ kNm/m}$$

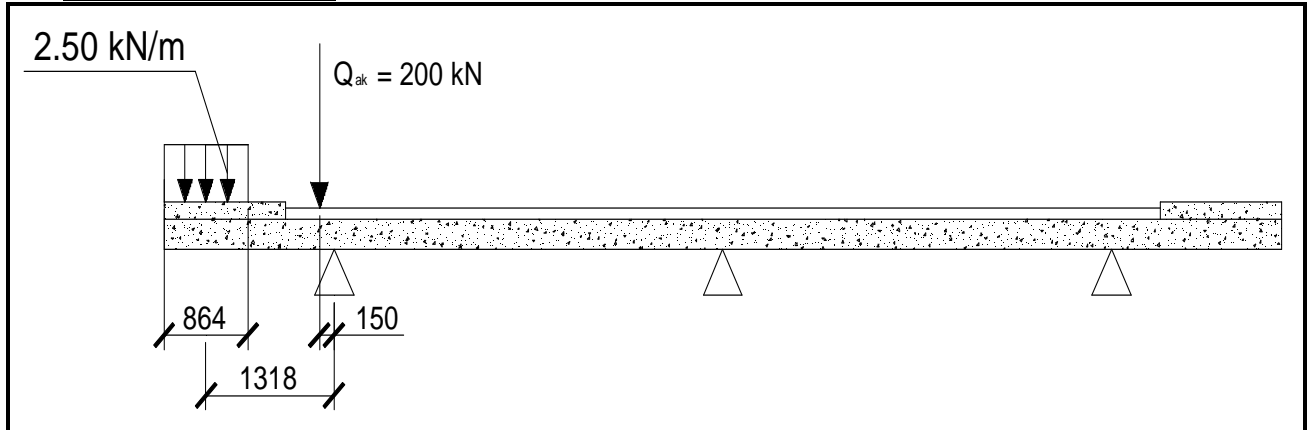
Sezione d'estremità

$$l_{coll} = 2.14 \text{ m}$$

$$\phi = 1.3$$

$$M_D = -(300 \cdot 0.0 / 2.14 + 9 \times 0.50^2 / 2 + 2.5 \times 0.864 \times 1.318) \times 1.3 \cong -5.17 \text{ kNm/m}$$

• Schema di carico 2



MOMENTO FLETTENTE

Sezione corrente

$$l_{coll} = 1.23 \text{ m}$$

$$\phi = 1.0$$

$$M_D = -200 \times 0.20 / 1.23 - 2.5 \times 0.864 \times 1.318 \cong -35.37 \text{ kNm/m}$$

Sezione d'estremità

$$l_{coll} = 0.79 \text{ m}$$

$$\phi = 1.3$$

$$M_D = -(200 \times 0.20 / 0.79 + 2.5 \times 0.864 \times 1.318) \times 1.3 \cong -67.96 \text{ kNm/m}$$

TAGLIO

Sezione corrente

$$l_{coll} = 1.91 \text{ m}$$

$$\phi = 1.0$$

$$V_{D,dx} = -200 / 1.91 - 2.5 \times 0.864 \cong -106.89 \text{ kN/m}$$

Sezione d'estremità

$$l_{coll} = 1.23 \text{ m}$$

$$\phi = 1.3$$

$$V_{D,dx} = (200 / 1.23 - 2.5 \times 0.864) \times 1.3 \cong -214.20 \text{ kN/m}$$

6.3.2 Massimo momento positivo in campata

- Schema di carico 1

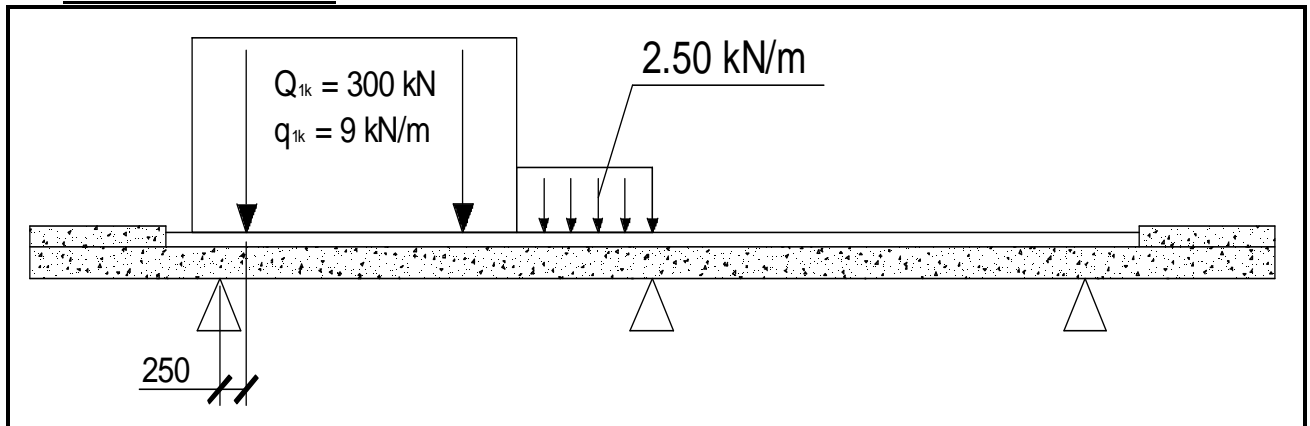


Diagramma del momento flettente per carichi concentrati

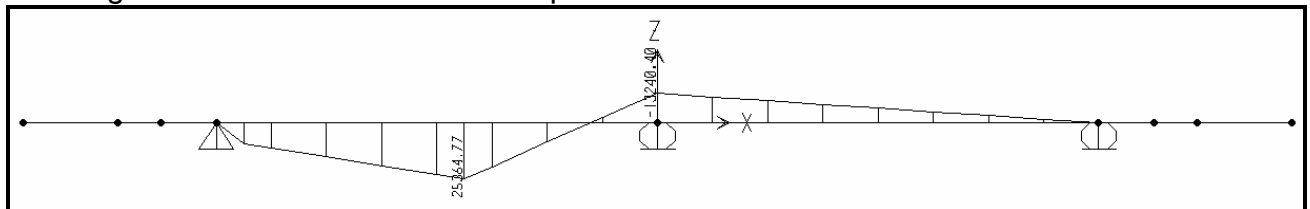
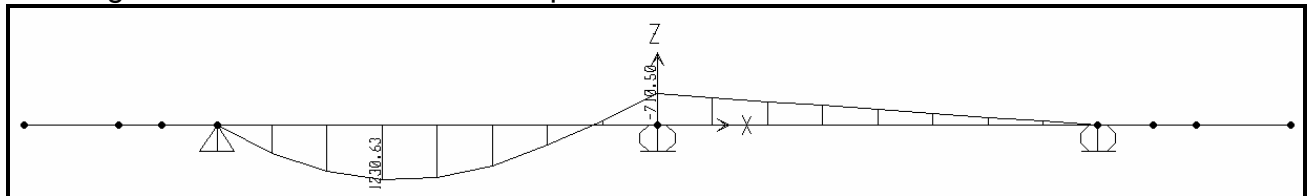


Diagramma del momento flettente per carichi distribuiti



$$M_{ab,max} = 25365 \text{ kNcm} = 254 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ab,max} = 1231 \text{ kNcm} = 13 \text{ kNm/m}$$

Sezione corrente

$$l_{coll} = 4.08 \text{ m}$$

$$\phi = 1.0$$

$$M_{AB} = 254 / 4.08 + 13.00 \cong +75.26 \text{ kNm/m}$$

Sezione d'estremità

$$l_{coll} = 2.84 \text{ m}$$

$$\phi = 1.3$$

$$M_{AB} = (254 / 2.84 + 13) \times 1.3 \cong +133.17 \text{ kNm/m}$$

6.3.3 Massimo momento negativo sull'appoggio

- Schema di carico 1

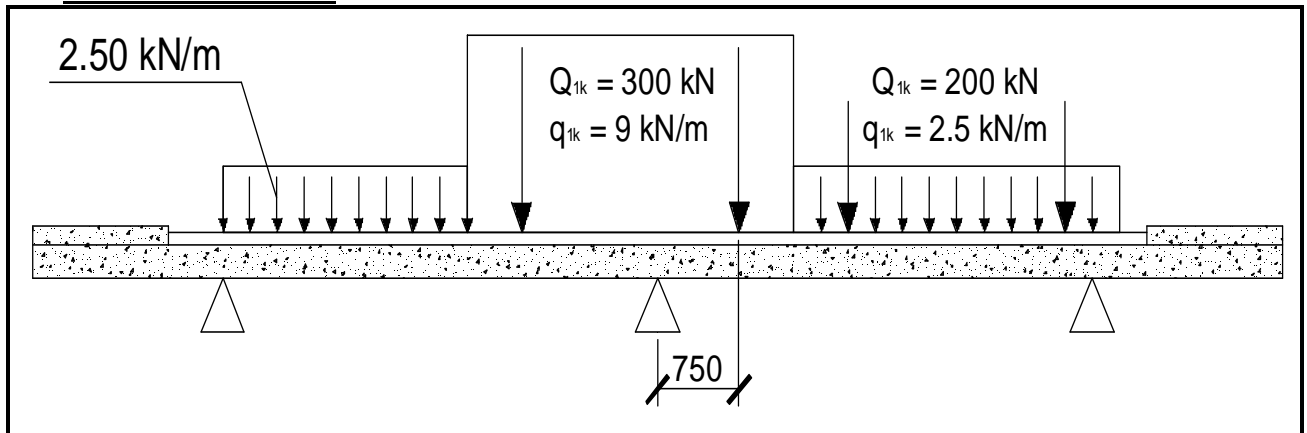


Diagramma del momento flettente per carichi concentrati

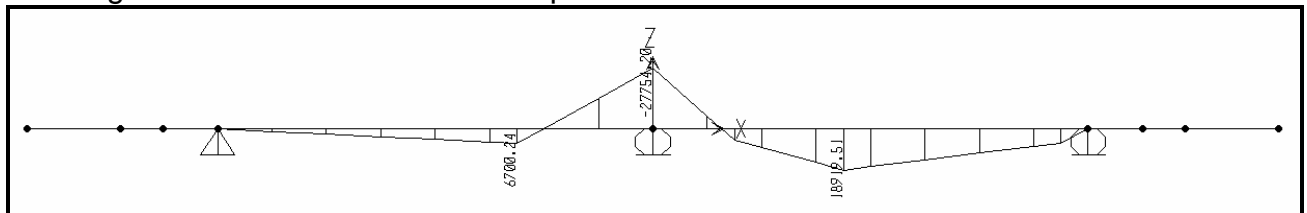
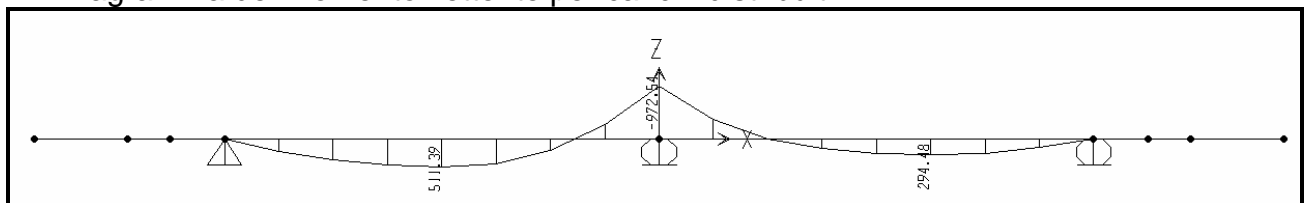


Diagramma del momento flettente per carichi distribuiti



$$M_{ab,max} = 27755 \text{ kNcm} = 278 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ab,max} = 973 \text{ kNcm} = 10 \text{ kNm/m}$$

Sezione corrente

$$l_{coll} = 4.08 \text{ m}$$

$$\phi = 1.0$$

$$M_{AB} = 278 / 4.08 + 10.00 \cong +78.14 \text{ kNm/m}$$

Sezione d'estremità

$$l_{coll} = 2.84 \text{ m}$$

$$\phi = 1.3$$

$$M_{AB} = (278 / 2.84 + 10) \times 1.3 \cong +140.26 \text{ kNm/m}$$

6.3.4 Massimo taglio sull'appoggio

• Schema di carico 1

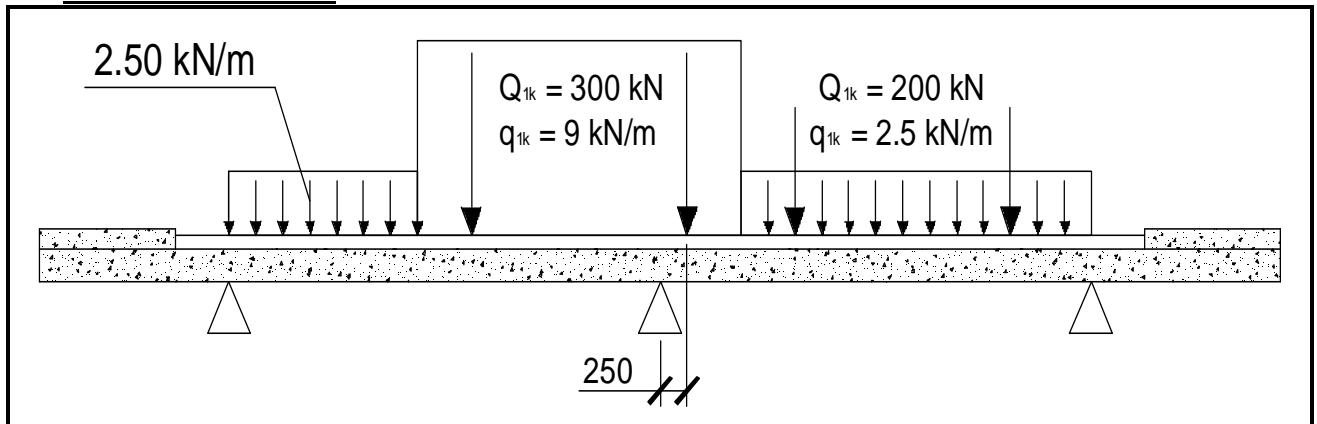


Diagramma del taglio per carichi concentrati

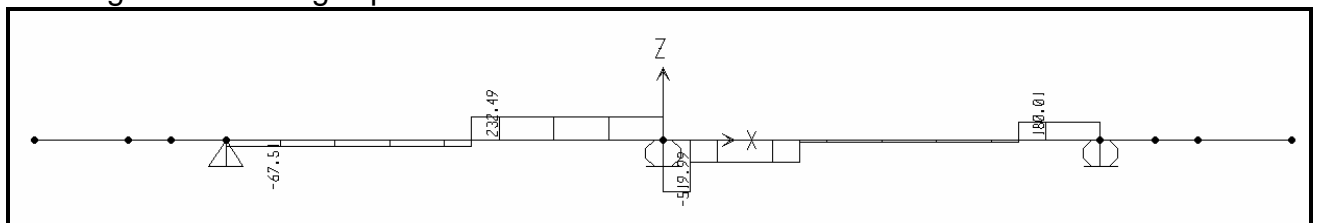
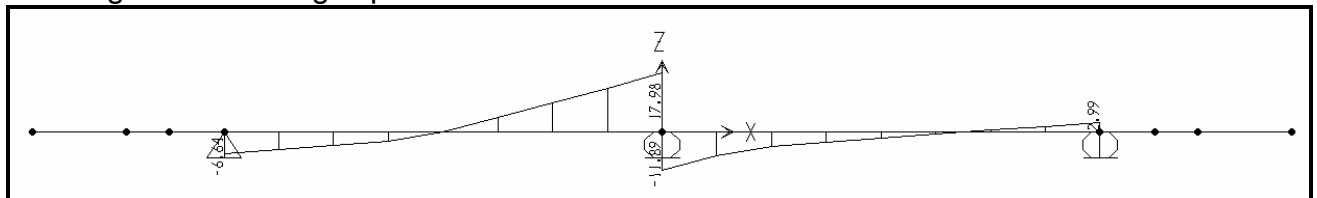


Diagramma del taglio per carichi distribuiti



$$T_{ab,max} = 520 \text{ kN}$$

$$T_{ab,max} = 12 \text{ kN}$$

Sezione corrente

$$l_{coll} = 4.08 \text{ m}$$

$$\phi = 1.0$$

$$T_{AB} = 520/4.08 + 12 \cong +137.46 \text{ kN/m}$$

Sezione d'estremità

$$l_{coll} = 2.84 \text{ m}$$

$$\phi = 1.3$$

$$T_{AB} = (520 / 2.84 + 10) \times 1.3 \cong +251.03 \text{ kN/m}$$

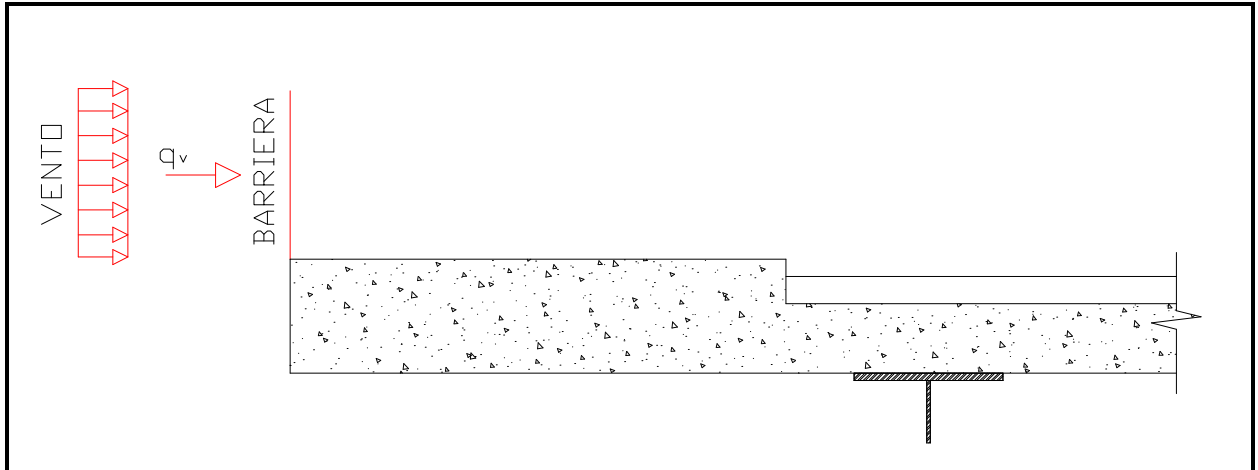
6.4 Vento

In accordo con quanto riportato nella relazione di calcolo dell'impalcato metallico, la pressione del vento agente sulla superficie sopravento vale:

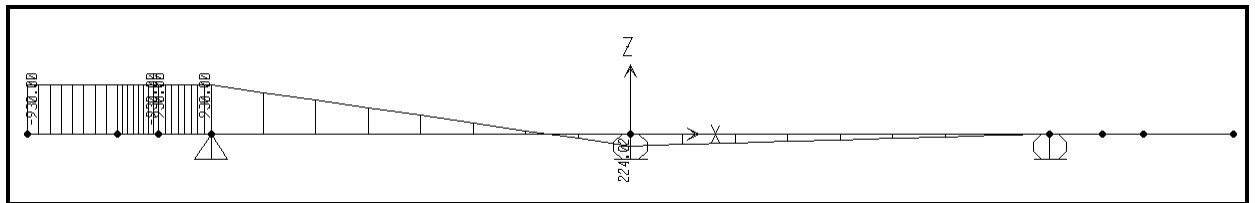
$$p_{\text{sopravento}} = 1.66 \text{ kN/m}^2.$$

Cautelativamente le verifiche vengono condotte considerando una pressione agente sulla barriera sopravento pari alla pressione totale agente sull'intera struttura metallica:

$$p_{\text{tot}} = 1.66 \text{ kN/m}^2$$



Diaframma del momento flettente



$$M_A = [1.66 \times (3+0.26/2+0.20)^2/2] \cong \pm 9.3 \text{ kNm.}$$

$$M_{AB} = \pm 9.3 \text{ kNm}$$

$$T_{AB} = \pm 2.89 \text{ kNm.}$$

6.5 Urto del veicolo in svio

Veicolo in svio: In accordo con i par. 5.1.3.10 e 3.6.3.3.2 del DM 2008 si considera un'azione orizzontale di 100 kN distribuita su 50 cm ed applicata a 1 m dal piano viario; il momento conseguente viene ripartito su una larghezza collaborante dovuta alla diffusione a 45° fino a metà soletta e fino all'asse travi.

L'azione sulla soletta del veicolo in svio si schematizza come un momento flettente concentrato, applicato in corrispondenza del guard-rail e pari a:

$$M = -100 \times (1.00 + 0.20 + 0.26 / 2) = -133 \text{ kNm}$$

Ipotizzando una diffusione rigida a 45° dall'alto verso il basso (per G.R. fortemente elastici è lecito considerare una diffusione maggiore) e considerando uno spessore minimo del cordolo di 20 cm, si ottiene che la diffusione sul piano medio della soletta è:

$$D_{sol} = 0.5 + 2 \times (1.00 + 0.20 + 0.26 / 2) = 3.16 \text{ m}$$

Assumendo una larghezza collaborante

$$L_{coll} = 3.16 + 2 \times 0.886 = 4.93 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_A = -133.0 / 4.93 \cong -27 \text{ kNm/m}$$

Diagramma del momento flettente

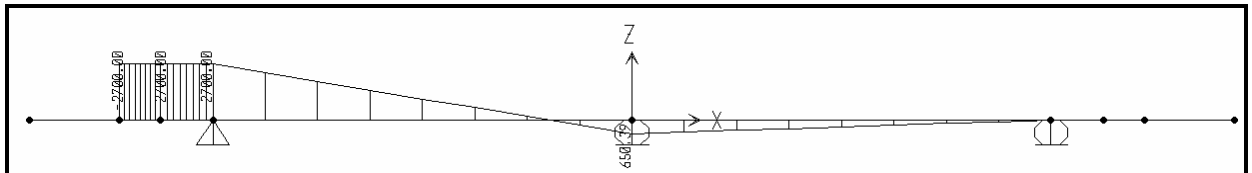
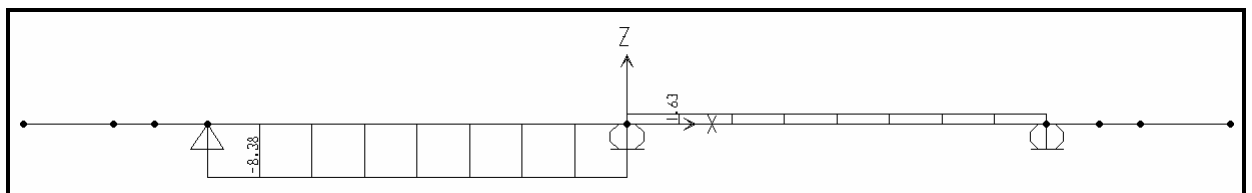


Diagramma del taglio



$$M_{AB} \cong -27 \text{ kNm/m};$$

$$T_{AB} \cong -9 \text{ kN/m};$$

N.B. In accordo con quanto specificato ai punti 3.6 e 5.1.3.10 delle NTC tale azione sarà considerata esclusivamente nella combinazione eccezionale, associandola ad un carico verticale isolato (schema di carico II) posizionato in adiacenza al sicurvia e disposto nella posizione più gravosa.

7 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 (SLE):**

Fasell x 1 + Acc. Traff. x 0.75

- **combinazione quasi permanente(SLE):**

Fasell x 1 + Acc. Traff. x 0

- **combinazione A1 STR (SLU):**

Fase II x 1.5 + carichi mobili x 1.35 + vento x 0.9.

- **combinazione eccezionale E (SLU):**

Fase II x 1.0 + carichi mobili (SCHEMA 2) x 1.0 + urto x 1.0.

7.1 Riepilogo delle sollecitazioni di verifica per la sezione corrente

Sbalzo

f	M_A	= 1.11 x (-10.50 x 1.0 – 35.37 x 0.75)	≅ - 41.11 kNm/m
q.p.	M_A	= 1.11 x (-10.50 x 1.0 – 35.37 x 0.00)	≅ - 11.66 kNm/m
A1STR	M_A	= 1.11 x (-10.50 x 1.5 – 35.37 x 1.35 – 9.3 x 0.9)	≅ - 79.79 kNm/m
V_{A,sx}		= 1.11 x (+10.25 x 1.5 + 106.89 x 1.35 + 2.89 x 0.9)	≅ + 180.14 kN/m
E	M_A	= 1.11 x (- 10.50 – 35.37 + 27)	≅ - 80.90 kNm/m
V_{A,sx}		= 1.11 x (10.25 x 1.0 + 106.89 x 1.0 + 9.00)	≅ + 140.02 kN/m

Campata

f	M_A	= 1.11 x (1.23 x 1.0 + 75.26 x 0.75)	≅ + 63.81 kNm/m
q.p.	M_A	= 1.11 x (1.23 x 1.0 + 75.26 x 0.00)	≅ + 1.38 kNm/m
A1STR	M_A	= 1.11 x (1.23 x 1.5 + 75.26 x 1.35 + 9.3 x 0.9)	≅ + 124.13 kNm/m

Appoggio centrale

f	M_A	= 1.11 x (0.88 x 1.0 + 78.14 x 0.75)	≅ - 66.04 kNm/m
q.p.	M_A	= 1.11 x (0.88 x 1.0 + 78.14 x 0.00)	≅ - 1.00 kNm/m
A1STR	M_A	= 1.11 x (0.88 x 1.5 + 78.14 x 1.35 + 9.3 x 0.9)	≅ - 127.85 kNm/m
V		= 1.11 x (3.60 x 1.5 + 137.46 x 1.35 + 2.89 x 0.9)	≅ + 214.88 kN/m

N.B. A favore di sicurezza si trascurano gli effetti relativi a flessione e urto, se di segno opposto a quelli relativi ai carichi mobili.

7.2 Riepilogo delle sollecitazioni di verifica per le sezioni di estremità

Sbalzo

f	M_A	= 1.11 x (-10.50 x 1.0 – 67.96 x 0.75)	≅ – 68.24 kNm/m
q.p.	M_A	= 1.11 x (-10.50 x 1.0 – 67.96 x 0.00)	≅ – 11.66 kNm/m
A1STR	M_A	= 1.11 x (-10.50 x 1.5 – 67.96 x 1.35 – 9.3 x 0.9)	≅ – 128.62 kNm/m
	V_{A,sx}	= 1.11 x (+10.25 x 1.5 + 214.20 x 1.35)	≅ + 338.04 kN/m
E	M_A	= 1.11 x (-10.50 – 67.96 – 27)	≅ – 117.06 kNm/m
	V_{A,sx}	= 1.11 x (-10.25 x 1.0 – 214.20 x 1.0 – 9.00)	≅ + 244.47 kN/m

Campata

f	M_A	= 1.11 x (1.23 x 1.0 + 133.17 x 0.75)	≅ + 112.24 kNm/m
q.p.	M_A	= 1.11 x (1.23 x 1.0 + 133.17 x 0.00)	≅ + 1.37 kNm/m
A1STR	M_A	= 1.11 x (1.23 x 1.5 + 133.17 x 1.35 + 9.3 x 0.9)	≅ + 210.90 kNm/m

Appoggio centrale

f	M_A	= 1.11 x (0.88 x 1.0 + 140.26 x 0.75)	≅ - 117.76 kNm/m
q.p.	M_A	= 1.11 x (0.88 x 1.0 + 140.26 x 0.00)	≅ - 0.99 kNm/m
A1STR	M_A	= 1.11 x (0.88 x 1.5 + 140.26 x 1.35 + 9.3 x 0.9)	≅ - 220.95 kNm/m
V		= 1.11 x (3.60 x 1.5 + 251.03 x 1.35 + 2.89 x 0.9)	≅ + 356.54 kN/m

N.B. A favore di sicurezza si trascurano gli effetti relativi a fasell e urto, se di segno opposto a quelli relativi ai carichi mobili.

8 VERIFICHE A FESSURAZIONE (S.L.E.)

8.1 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_a	Stato limite	w_a
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:

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

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

8.2 Sezione in campata

Sezione corrente- campata

Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	$h =$	26 cm
Altezza utile	$d =$	23 cm
Larghezza di calcolo	$b =$	100 cm
Area Acciaio teso	$A_s =$	25.75 cm ²
Area Acciaio compresso	$A_{s'} =$	10.05 cm ²

lenbo superic 1 Φ 16/20

lenbo inferior 1 Φ 20/20 + 1 Φ 16/20

Calcestruzzo	$R_{ck} =$	450 daN/cm ²
Copriferro teso (da baric armtesa)	$c =$	3 cm
Copriferro compresso (da baric armcompr)	$d' =$	3.5 cm
Ricoprimento acciaio teso	$r_t =$	2.09446 cm
Ricoprimento acciaio compresso	$r_c =$	2.7 cm
Momento sollecitante II comb.	$M_{II} =$	112.24 kN m
Momento sollecitante III comb.	$M_{III} =$	1.38 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)	$x =$	9.36 cm
Momento di inerzia della sezione omog	$J_i =$	104366 cm ⁴
Area omogeneizzata	$A_i =$	1473.2 cm ²

Verifica a flessione

Tensione di prima fessurazione a trazione

Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_{ar} =$	1067.8 daN/cm ²
----------------------------	-----------------	----------------------------

Verifica di seconda combinazione

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-100.7 daN/cm ²
---------------------------	------------------	----------------------------

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3	$\sigma_{a2-3II} =$	2199.9 daN/cm ²
--	---------------------	----------------------------

Tensione nell'acciaio teso - complessiva	$\sigma_{sII} =$	2199.9 daN/cm ²
--	------------------	----------------------------

Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{a'II} =$	-945.8 daN/cm ²
---------------------------------	-------------------	----------------------------

Verifica di terza combinazione

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-1.2 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio teso - fase 1	$\sigma_{s1II} =$	0 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3	$\sigma_{a2-3II} =$	27.0 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio teso - complessiva	$\sigma_{sII} =$	27.0 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{aII} =$	-11.6 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	$f_c =$	20.00 cm
baric. sez.fess.dal lenbo inferiore	$y_{gf} =$	9.36 cm
baric. sez. int. reag. dal lenbo inf.	$y_g =$	13.77 cm
asse neutro x	$y_n =$	9.36 cm
braccio coppia interna	$z =$	19.88 cm
Momento d'inerzia sezione fessurata	$I_f =$	104366 cm ⁴
Momento d'inerzia sez.interamente reagente	$I_i =$	198691 cm ⁴
Momento di prima fessurazione a flessione	$M_{lf} =$	6538 daN m
Momento di prima fessurazione a trazione	$M_{lt} =$	5448 daN m
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	3814 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	8.32 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	832 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	$s_{rm} =$	9.11 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\varepsilon_{sm} =$	0.00094
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.09 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.30 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.15 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	$s_{rm} =$	9.11 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\varepsilon_{sm} =$	0.00001 mm
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.00 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.2 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.00 mm

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

8.3 Sezione su appoggio

Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	$h =$	26 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	$A_{s'} =$	15.70 cm ²

lenbo superior 1 Φ 16/20 + 1 Φ 20/20

lenbo inferior 1 Φ 20/20

Calcestruzzo	$R_{ck} =$	450 daN/cm ²
--------------	------------	-------------------------

Copriferro teso (da baric arm tesa)	$c =$	3.5 cm
Copriferro compresso (da baric arm compr)	$d' =$	7 cm
Ricoprimento acciaio teso	$r_t =$	2.59446 cm
Ricoprimento acciaio compresso	$r_c =$	6 cm

Momento sollecitante II comb.	MII	117.76 kN m
Momento sollecitante III comb.	MIII	11.66 kN m

asse neutro (distanza dal bordo compresso)	$x =$	9.45 cm
Momento di inerzia della sezione omog	$J_i =$	95318 cm ⁴
Area omogeneizzata	$A_i =$	1566.6 cm ²

Verifica a flessione

Tensione di prima fessurazione a trazione

Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_{ar} =$	1062.4 daN/cm ²
----------------------------	-----------------	----------------------------

Verifica di seconda combinazione

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-116.7 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3	$\sigma_{a2-3II} =$	2418.6 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio teso - complessiva	$\sigma_{sII} =$	2418.6 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{aIII} =$	-453.8 daN/cm ²

Verifica di terza combinazione

Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{cII} =$	-11.6 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio teso - fase 1	$\sigma_{s1II} =$	0 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3	$\sigma_{a2-3II} =$	239.5 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio teso - complessiva	$\sigma_{sII} =$	239.5 daN/cm ²
Tensione nell'acciaio compresso	$\sigma_{aII} =$	-44.9 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	$\Phi_t =$	2.00 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	20.00 cm
baric. sez.fess.dal lenbo inferiore	$y_{gf} =$	9.45 cm
baric. sez. int. reag. dal lenbo inf.	$y_g =$	13.70 cm
asse neutro x	$y_n =$	9.45 cm
braccio coppia interna	$z =$	19.35 cm
Momento d'inerzia sezione fessurata	$I_f =$	95318 cm ⁴
Momento d'inerzia sez.interamente reagente	$I_i =$	189801 cm ⁴
Momento di prima fessurazione a flessione	$M_{lf} =$	6207 daN m
Momento di prima fessurazione a trazione	$M_{lt} =$	5173 daN m
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	3621 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	8.28 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	828 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	$s_{rm} =$	10.10 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\varepsilon_{sm} =$	0.00106
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.11 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_{1adm} =$	0.30 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.18 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	$s_{rm} =$	10.10 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\varepsilon_{sm} =$	0.00005 mm
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.00 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 VERIFICHE DI RESISTENZA (S.L.U.)

Nelle verifiche di resistenza di seguito riportate, cautelativamente, si trascura il contributo dell'armatura costituente i tralacci delle predalles. Per la disposizione dell'armatura trasversale, si rimanda agli elaborati grafici relativi alla carpenteria ed armatura soletta.

9.1 Sbalzo– sezione corrente

Momento flettente: = -79.79 kNm/m

Ferri superiori: 1Φ16/20 + 1Φ20/20

Ferri inferiori: 1Φ16/20 annegati nella predalles

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sbalzo_corrente

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	10.05	23
			2	25.76	3

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

Solecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -79.79 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

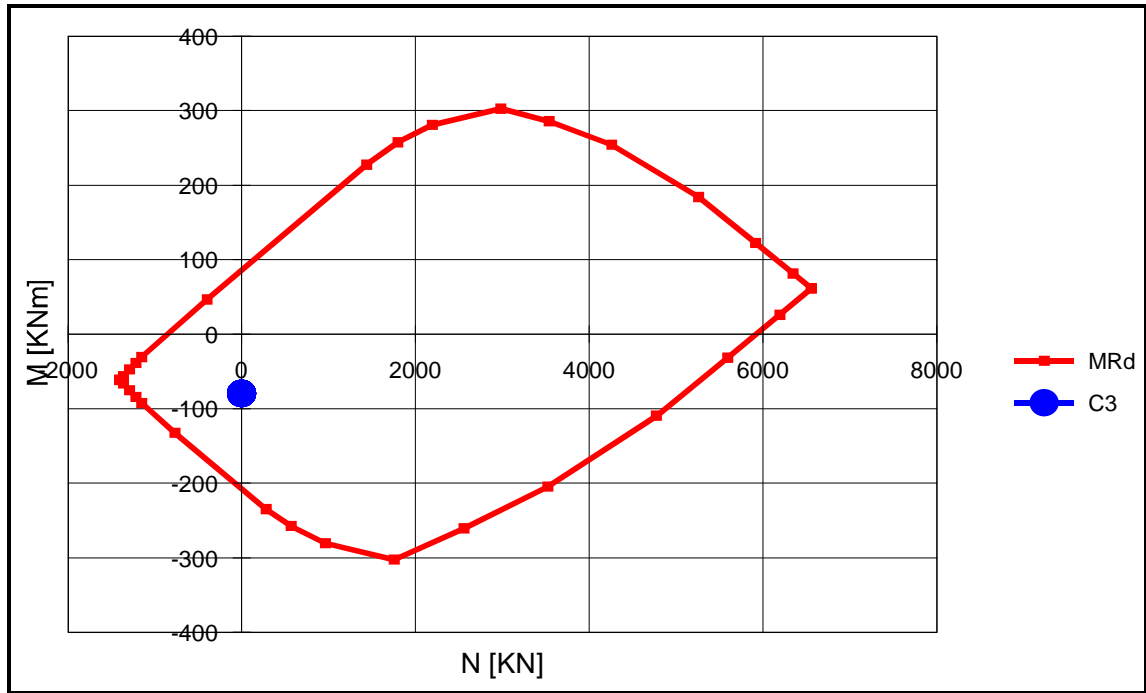
Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} -209.5 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 13.65 ‰
 d 23 cm
 x 4.695 x/d 0.2041
 δ 0.7



9.2 Campata – Sezione corrente

Momento flettente: = +124.13 kNm/m

Ferri superiori: 1Φ16/20 + 1Φ20/20

Ferri inferiori: 1Φ16/20 annegati nella predalles
 1Φ20/20 appoggiati sulla predalles

Verifica C.A. S.L.U. - File: Campata_corrente

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

Titolo : _____

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	10.05	23
			2	15.71	19
			3	25.76	3

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 124.13 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Devia

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

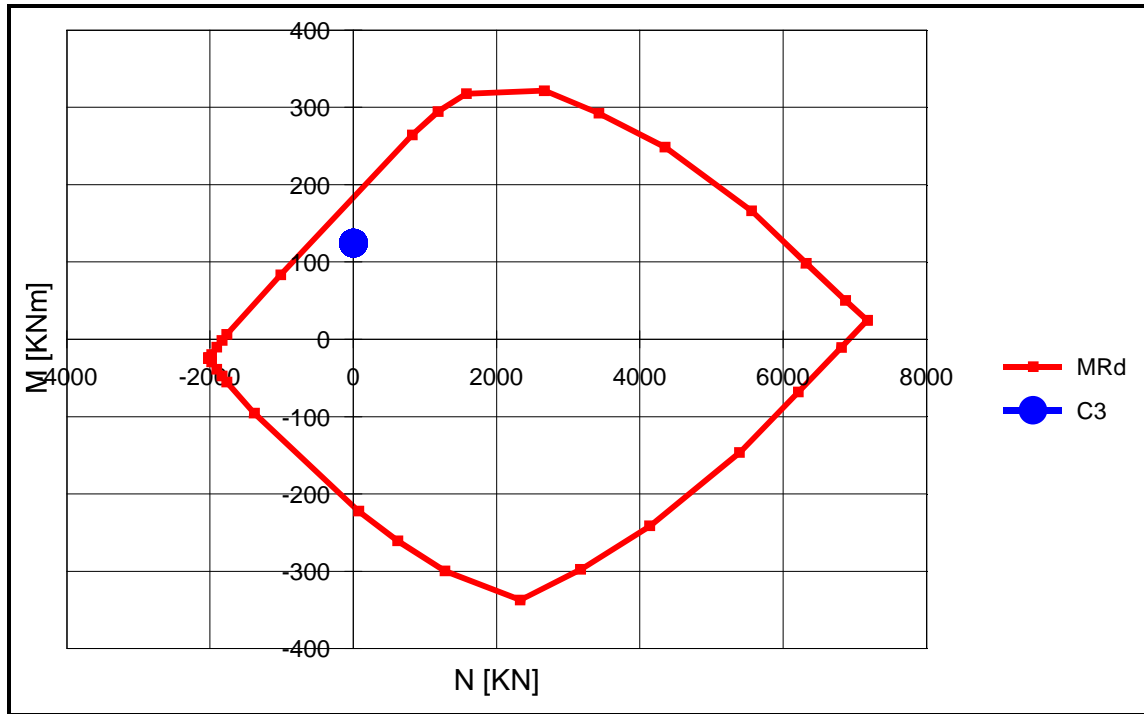
Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} 185.6 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 17.5 ‰
 d 23 cm
 x 3.834 x/d 0.1667
 δ 0.7



9.3 Appoggio centrale – Sezione corrente

Momento flettente: = -127.85 kNm/m

Ferri superiori: 1Φ16/20 + 1Φ20/20

Ferri inferiori: 1Φ20/20 appoggiati sulla predalles

Verifica C.A. S.L.U. - File: Appoggio_c_corrente

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	25.76	3
			2	15.71	19

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -127.75 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

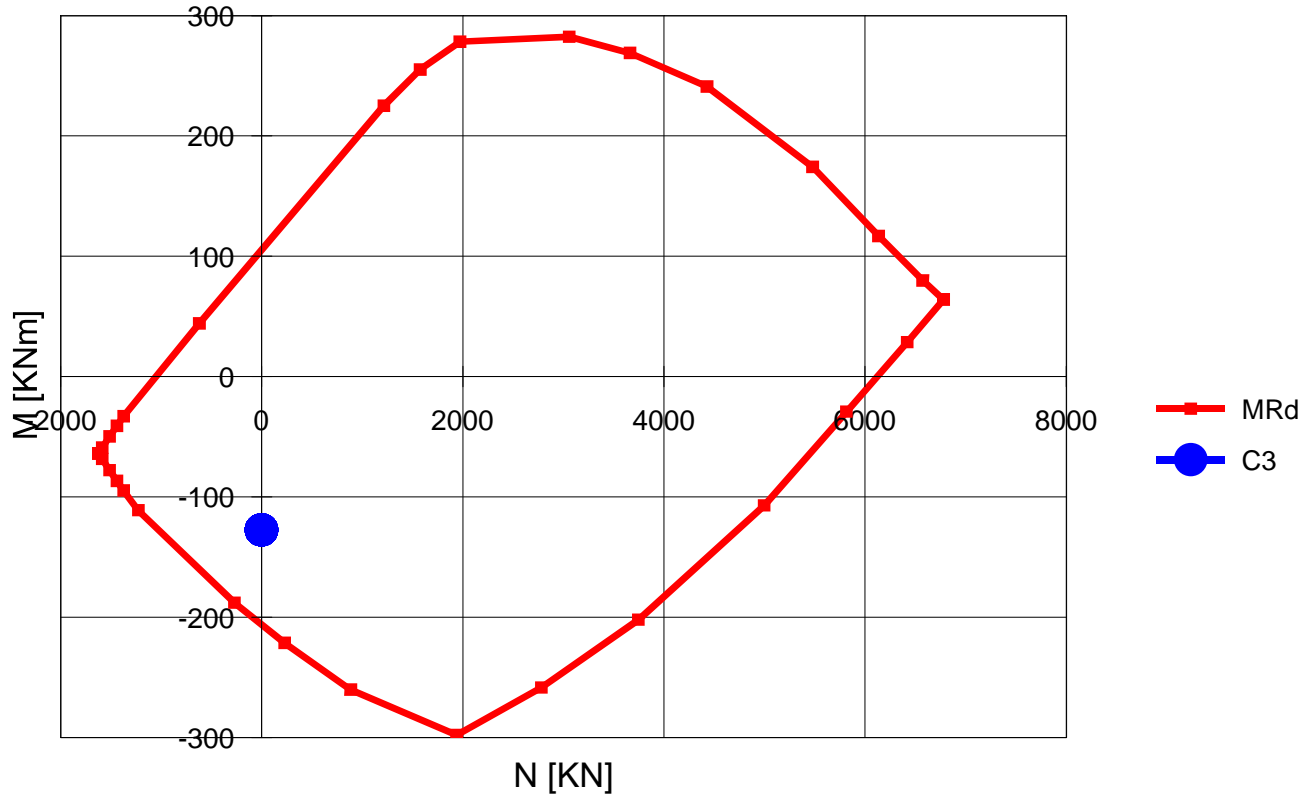
Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} -206.5 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 8.616 ‰
 d 23 cm
 x 6.644 x/d 0.2889
 δ 0.8011



9.4 Sbalzo – sezione di estremità

Momento flettente: = -128.62 kNm/m

Ferri superiori: 1Φ16/20 + 1Φ20/20

Ferri inferiori: 1Φ16/20 annegati nella predalles

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sbalzo_estremità

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	25.76	3
			2	10.05	23

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

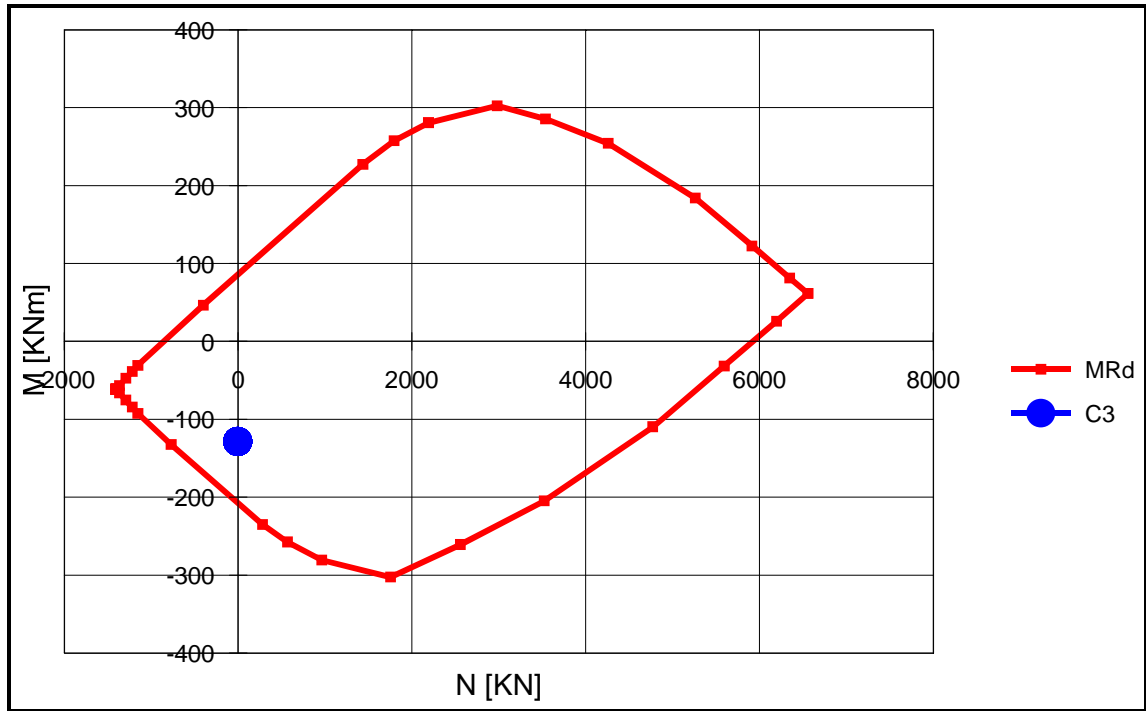
Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 13.65 ‰
 d 23 cm
 x 4.695 x/d 0.2041
 δ 0.7



9.5 Campata – Sezione di estremità

Momento flettente: = **+210.90 kNm/m**

Ferri superiori: **1Φ16/20 + 1Φ20/20**

Ferri inferiori: **1Φ16/20 annegati nella predalles**
1Φ20/10 appoggiati sulle predalles

Verifica C.A. S.L.U. - File: Campata_estremità

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	25.76	3
			2	31.42	19
			3	10.05	23

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
B450C **C35/45**
 ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

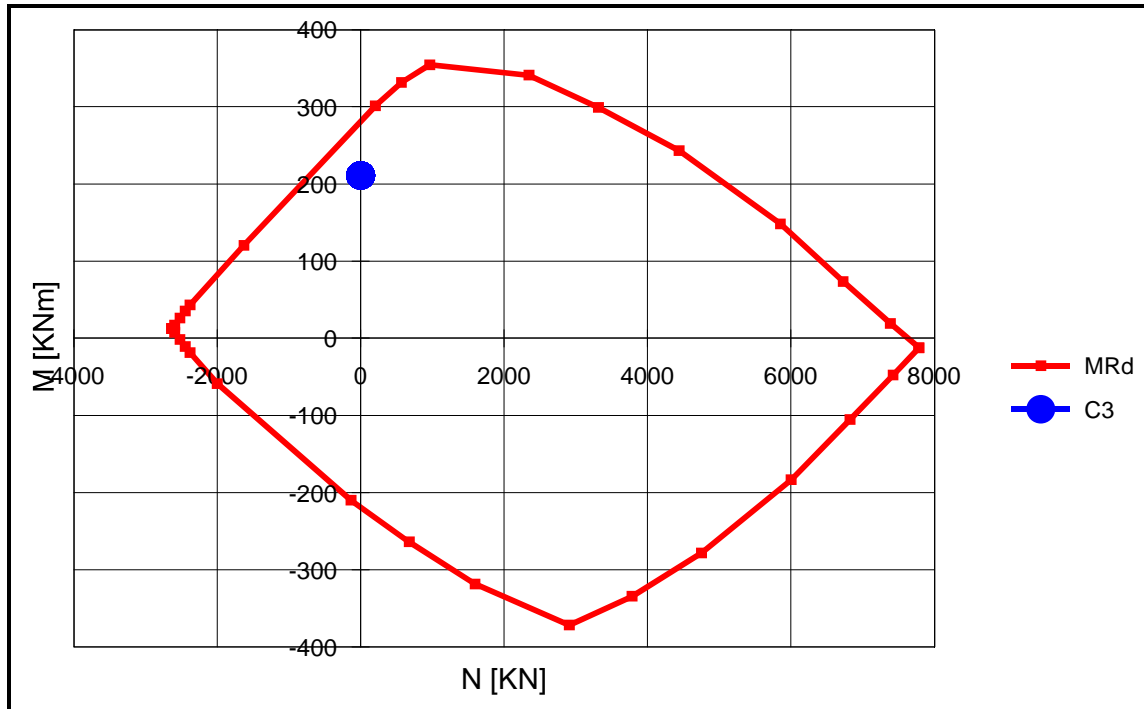
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Devia

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso



9.6 Appoggio centrale – Sezione di estremità

Momento flettente: = -220.95 kNm/m

Ferri superiori: **1Φ20/20 + 1Φ22/20**

Ferri inferiori: **1Φ20/10 appoggiati sulle predalles**

Verifica C.A. S.L.U. - File: Appoggio_c_estremità

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	26	1	34.71	3
			2	31.42	19

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

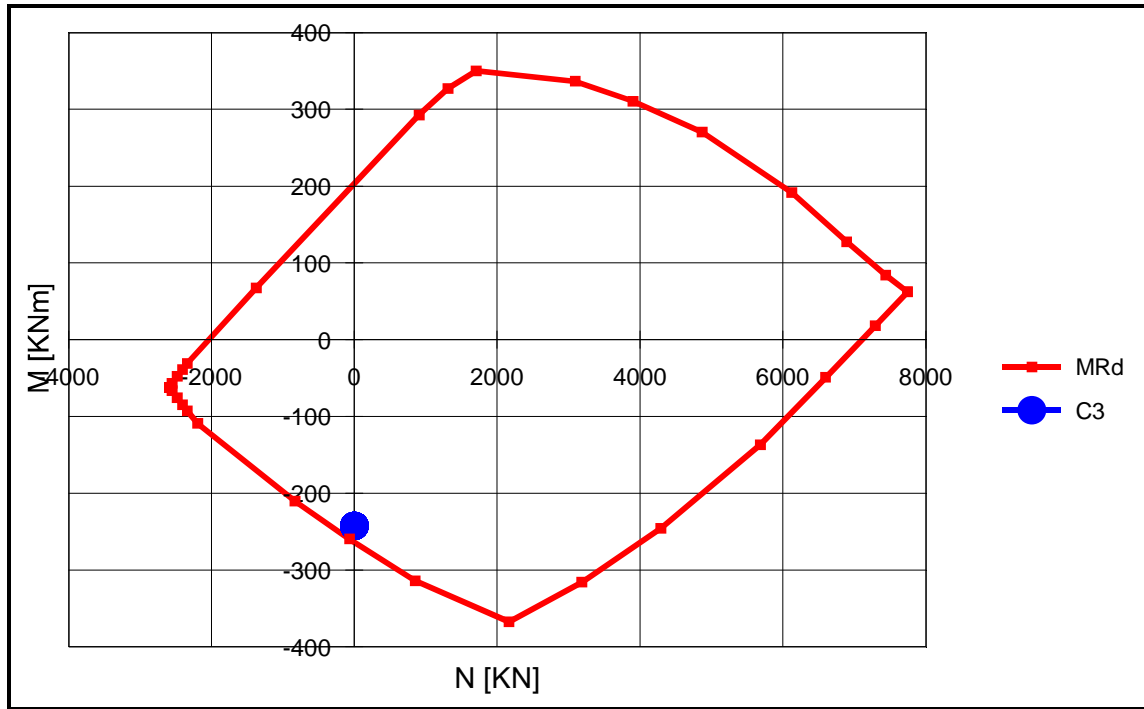
Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} kN m

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



10 VERIFICHE A TAGLIO (S.L.U.)

In accordo con il DM 14.01.2008, la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono le armature trasversali specifiche a taglio, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima ad inclinazione variabile.

La verifica di resistenza agli SLU si pone con $V_{Rd} > V_{ed}$ in cui V_{ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Il valore del taglio resistente si assume come il minore tra il la resistenza a “taglio trazione” dell'armatura trasversale $V_{RS,d}$, e la resistenza a “taglio compressione” del puntone di calcestruzzo d'anima $V_{RC,d}$. Più precisamente:

$$V_{Rd} = \min [V_{RS,d}; V_{RC,d}]$$

Dove

$$V_{RS,d} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) \cdot sen \alpha \quad \text{resistenza a taglio trazione dell'armatura}$$

$$V_{RS,d} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot (ctg \alpha + ctg \vartheta) / (1 + ctg^2 \vartheta) \quad \text{resistenza a taglio compressione}$$

d	altezza utile della sezione
b_w	larghezza minima della sezione
A_{sw}	Area dell'armatura trasversale a taglio
s	interasse tra due armature trasversali consecutive
f_{yd}	resistenza al limite di snervamento dell'acciaio di armatura
f'_{cd}	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima $f'_{cd} = 0.5 f'_{cd}$
α	inclinazione delle armature trasversali rispetto all'asse della trave
θ	è l'inclinazione variabile dei puntoni d'anima tale che $1 < ctg \theta < 2.5$

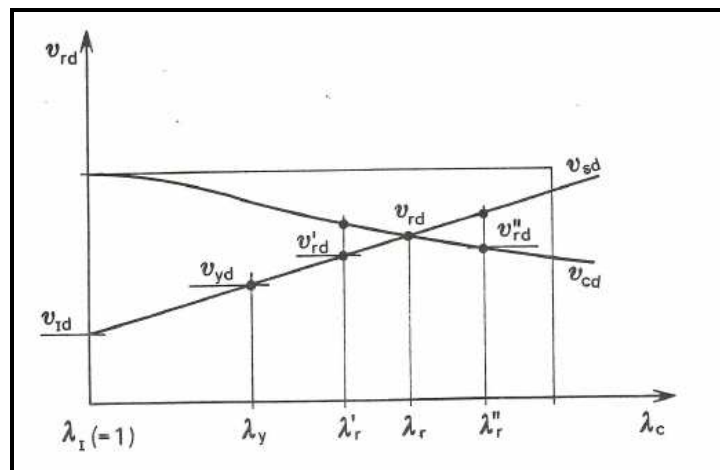
La schematizzazione a traliccio ad inclinazione variabile permette infatti di considerare in maniera corretta il contributo di resistenza al taglio fornito dagli effetti iperstatici, principalmente l'ingranamento degli inerti, i quali permettono un passaggio degli sforzi attraverso le fessure. Ciò determina un abbassamento della tensione nell'armatura trasversale, la quale raggiungerà lo snervamento per valori di taglio sensibilmente più elevati.

Gli effetti iperstatici permangono però anche dopo lo snervamento dell'armatura e consentono una ulteriore crescita del taglio grazie ad un adattamento plastico che compensa l'incremento con un accresciuto impegno del calcestruzzo secondo un'inclinazione sempre più abbattuta delle compressioni d'anima.

La risorsa ultima di resistenza è raggiunta quando si arriva anche alla rottura del calcestruzzo, ossia quando:

$$V_{sd} = V_{cd}$$

Il grafico sottostante mostra gli andamenti della resistenza a taglio trazione adimensionalizzata, $n_{sd} = V_{sd} / bzf'_{cd}$, e della resistenza a taglio compressione adimensionalizzata $n_{cd} = V_{cd} / bzf'_{cd}$, in funzione del parametro $\lambda_c = \text{ctg } \theta$



Il valore di $\text{ctg } \theta$ ottenuto imponendo la precedente uguaglianza deve rispettare comunque i limiti imposti dalla normativa ($1 < \text{ctg } \theta < 2.5$), altrimenti, se maggiore, si assumerà il valore massimo ammesso pari a 2.5.

10.1 Sezione corrente

Verifica a Taglio soletta secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	450 kg/cm ²	
$f_{cd} =$	212 kg/cm ²	
$f_{cd} =$	106 kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3117 kg/cm ²	portata residua dei tralicci da analisi traliccio i fase I
$h =$	26 cm	altezza della soletta
$h_t =$	16.7 cm	altezza del traliccio
$c =$	3 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	23 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
$\alpha =$	59.1 °	inclinazione dei diagonali del traliccio sull'orizzontale
$\alpha =$	1.03 rad	

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

$\theta =$	12.87 °	inclinazione dei puntoni d'anima
------------	---------	----------------------------------

$V_{rsd} =$	541 daN	taglio trazione
$V_{rcd} =$	541 daN	taglio compressione

$\text{ctg } \theta =$	4.38	\Rightarrow si assume $\text{ctg } \theta = 2.5$
------------------------	------	--

$V_{rsd} =$	33681 daN
$V_{rcd} =$	93630 daN

$V_{rd} = \min[V_{rsd} ; V_{rcd}]$	337 kN
------------------------------------	--------

V_{ed}	214.88 kN	$V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$ verifica soddisfatta
----------	-----------	--

10.2 Sezione di estremità

Verifica a Taglio soletta secondo DM 14.01.2008

$R_{ck} =$	450 kg/cm ²	
$f_{cd} =$	212 kg/cm ²	
$f_{cd} =$	106 kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3117 kg/cm ²	portata residua dei tralicci da analisi traliccio i fase I
$h =$	26 cm	altezza della soletta
$h_t =$	16.7 cm	altezza del traliccio
$c =$	3 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	23 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
$\alpha =$	59.1 °	inclinazione dei diagonali del traliccio sull'orizzontale
$\alpha =$	1.03 rad	

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

$\theta =$	12.87 °	inclinazione dei puntoni d'anima
------------	---------	----------------------------------

$V_{rsd} =$	541 daN	taglio trazione
$V_{rcd} =$	541 daN	taglio compressione

$\text{ctg } \theta =$	4.38	=> si assume $\text{ctg } \theta = 2.5$
------------------------	------	---

$V_{rsd} =$	33681 daN
$V_{rcd} =$	93630 daN

$V_{rd} = \min[V_{rsd} ; V_{rcd}]$	337 kN
------------------------------------	---------------

V_{ed}	356.54 kN	Non verificata: inserire armature aggiuntive a taglio
----------	------------------	--

Verifica a taglio con armature aggiuntive

$R_{ck} =$	450 kg/cm ²	
$f_{cd} =$	212 kg/cm ²	
$f'_{cd} =$	106 kg/cm ²	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	26 cm	altezza della soletta
$c =$	3 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	23 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	10 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	5	ferri a pettine passo 20 cm
$A_{sw} =$	3.93 cm ² /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	20 cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90 °	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57 rad	

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

$\theta =$	15.63 °	inclinazione dei puntoni d'anima
------------	---------	----------------------------------

$V_{rsd} =$	568 daN	taglio trazione
$V_{rcd} =$	568 daN	taglio compressione

$\text{ctg } \theta =$	3.57	=> si assume $\text{ctg } \theta = 2.5$
------------------------	------	---

$V_{rsd} =$	39760 daN
$V_{rcd} =$	75537 daN

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}]$	734 kN	tenuto conto di traliccio e armature aggiuntive
-----------------------------------	--------	---

V_{ed}	356.54 kN	$V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$ verifica soddisfatta
----------	-----------	--