



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



SIS Scpa
Via Inverio, 24/A
10146 Torino

Consorzio Stabile fra le Imprese:



Sacyr Construcción S.A.U. INC S.p.A.



SIPAL S.p.A.

INFRAESTRUCTURAS S.A.
Paseo de la Castellana, 63-65
28048 Madrid

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

PROGETTISTA



Your global engineering partner

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



RESPONSABILE PROGETTAZIONE



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

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



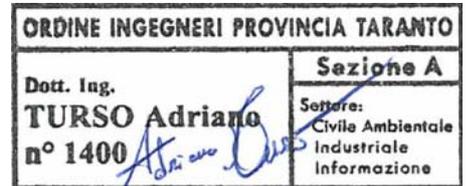
SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI



COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



GEOLOGO



N. Progr. _____
Cartella N. _____

PROGETTO DEFINITIVO
(C.U.P. H51B03000050009)

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

TITOLO ELABORATO:

**PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA
OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
CAVALCAVIA VIA FELTRINA
Relazione di calcolo soletta**

P V D S R A P C A 3 C 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 | 24/03/2014 | SIPAL | 26/03/2014 | SIS | 28/03/2014 |
| | | | | | | | |

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 MODALITA' DI CALCOLO DELLA SOLETTA.....</u> | <u>4</u> |
| 2.1 | DESCRIZIONE DELLA SOLETTA..... | 4 |
| 2.2 | MODALITÀ DI CALCOLO | 5 |
| 3 | <u>MATERIALI.....</u> | <u>6</u> |
| 3.1 | MATERIALI | 6 |
| 3.2 | UNITÀ DI MISURA..... | 6 |
| 3.3 | RESISTENZE DI PROGETTO | 6 |
| 4 | <u>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE I.....</u> | <u>7</u> |
| 4.1 | ANALISI DEI CARICHI | 7 |
| 4.2 | VERIFICA TRALICCI PREDALLES NELLA FASE DI GETTO | 8 |
| 4.2.1 | CARATTERISTICHE DEI TRALICCI | 8 |
| 4.2.2 | VERIFICA TRALICCI A MOMENTO POSITIVO | 9 |
| 4.2.3 | VERIFICA TRALICCI A MOMENTO NEGATIVO | 10 |
| 5 | <u>CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE II.....</u> | <u>11</u> |
| 5.1 | ANALISI DEI CARICHI | 11 |
| 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 |
| 6.1.3 | LARGHEZZE COLLABORANTI | 15 |
| 6.1.4 | EFFETTI DEI CARICHI DA TRAFFICO-FOLLA..... | 21 |
| 6.2 | IMPATTO DEL VENTO SULLA BARRIERA..... | 27 |
| 6.2.1 | EFFETTI DEL VENTO | 27 |
| 6.3 | URTO DEL VEICOLO IN SVIO | 29 |
| 6.3.1 | EFFETTI DELL'URTO SULL'ASSE APPOGGIO | 29 |
| 7 | <u>AZIONI DI VERIFICA</u> | <u>31</u> |
| 7.1 | RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI (LOCALI) PER LE SEZIONI CORRENTI..... | 32 |
| 7.2 | RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI (LOCALI) PER LE SEZIONI D'ESTREMITÀ | 33 |
| 8 | <u>VERIFICHE A FESSURAZIONE.....</u> | <u>34</u> |
| 8.1 | INTRODUZIONE | 34 |
| 8.2 | SEZIONE CORRENTE | 35 |

| | | |
|-------------|---|-----------|
| 8.2.1 | SBALZO | 35 |
| 8.2.2 | CAMPATA | 38 |
| 8.2.3 | APPOGGIO | 41 |
| 9 | <u>VERIFICHE DI RESISTENZA (S.L.U.).....</u> | 44 |
| 9.1 | SEZIONI DI VERIFICA PER LE SEZIONI CORRENTI..... | 44 |
| 9.1.1 | SBALZO | 44 |
| 9.1.2 | CAMPATA | 46 |
| 9.1.3 | APPOGGIO | 48 |
| 9.2 | SEZIONI DI VERIFICA PER LE SEZIONI D'ESTREMITÀ | 50 |
| 9.2.1 | SBALZO | 50 |
| 9.2.2 | CAMPATA | 52 |
| 9.2.3 | APPOGGIO | 54 |
| 10 | <u>VERIFICHE A TAGLIO (S.L.U.)</u> | 56 |
| 10.1 | VERIFICA SEZIONE CORRENTE | 56 |
| 10.2 | VERIFICA SEZIONI D'ESTREMITÀ | 57 |

⊗ - ⊗ - ⊗ - ⊗ - ⊗

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

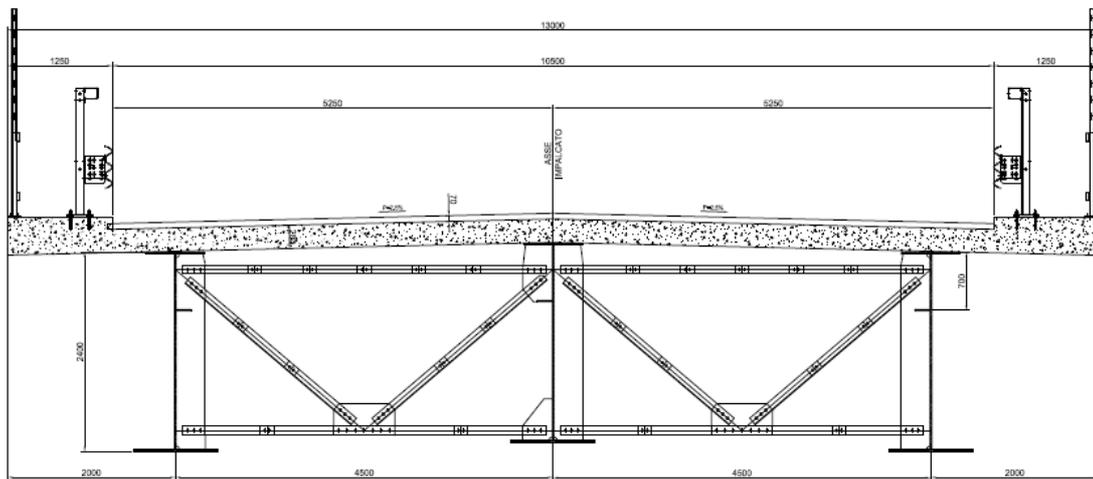
| | |
|--------------------------|---|
| Legge 05.11.71 | Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, n. 1086 normale e precompresso ed a struttura metallica. |
| D.M. 14.01.2008 | Norme tecniche per le costruzioni. |
| Circolare del 02/02/2009 | Istruzioni per l'applicazione 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 MODALITA' DI CALCOLO DELLA SOLETTA

2.1 Descrizione della soletta

La soletta ($h_{sol} = 28$ cm) ordita in senso trasversale viene realizzata utilizzando lastre prefabbricate in calcestruzzo che costituiscono una cassera auto-portante armata con tralicci metallici elettro-saldati. Le predalles hanno uno spessore di 6 cm, sono armate con idonei tralicci con altezza pari a 19 cm e contengono l'armatura integrativa inferiore. L'intero impalcato viene coperto trasversalmente appoggiando le predalles isostaticamente sulle travi principali.

SEZIONE TRASVERSALE TIPICA

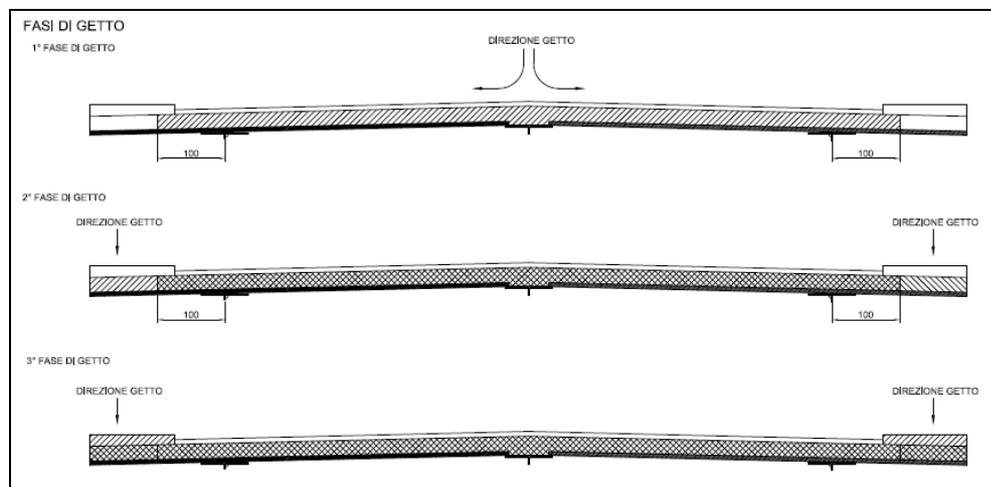


Si considerano le seguenti tre fasi di carico:

Fase I: Getto della soletta

Le predalles sono posate sulle piattabande superiori delle travi principali in semplice appoggio e con luce costante pari a 4.50 m.

In questa fase la struttura resistente è costituita dai tralicci e dalla rete elettro-saldata. Si trascura il contributo dei ferri di orditura annegati nella predalle.



Fase II: Carichi permanenti portati

Lo schema statico è di trave continua appoggiata sulle travi principali, costituita dall'intero spessore di soletta (28 cm, predalle compresa); i carichi sono lo spessore di getto a completamento degli sbalzi e tutti i permanenti portati.

Fase III: Transito carichi mobili

Lo schema statico è trave continua appoggiata sulle travi; i carichi sono i sovraccarichi accidentali. 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. I coprigiunti delle piattabande superiori inoltre sono arretrati di circa 50 mm dai bordi al fine di consentire l'appoggio delle coppelle prefabbricate.

Una volta disposte le lastre prefabbricate si procede alla posa delle barre di orditura longitudinali e delle barre di orditura integrativa trasversale.

Alla suddetta fase seguono infine il getto della soletta a spessore definitivo e il getto dei cordoli laterali.

2.2 Modalità di calcolo

La fase 1 viene calcolata considerando unicamente il contributo resistente dei tralicci elettrosaldati. Per le successive fasi di calcolo in cui la soletta risulta interamente reagente, il calcolo delle azioni sulla soletta viene effettuato considerando il transito dei carichi accidentali in fase 3 e riconducendone le sollecitazioni a metro di fuga di soletta stessa.

3 **MATERIALI**

3.1 **Materiali**

Soletta in c.a.:

Calcestruzzo – C35/45 (R_{ck} 45 N/mm²), 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 (R_{ck} 450)

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

$$\gamma_M = 1.5 \quad \text{C35/45 (} R_{ck} \text{ 450)}$$

$$f_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = 233.3 \text{ daN/cm}^2$$

considerando quanto prescritto nel paragrafo 4.1.2.1.1.1. del DM2008 risulta:

$$f_{cu} = \mathbf{198.33 \text{ daN/cm}^2} \quad (\alpha = 0.85)$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 0.7 \times (0.30 \times f_{ck}^{2/3}) = 22.47 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow f_{ctd} = \mathbf{14.98 \text{ daN/cm}^2}$$

- Armatura

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

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

4 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE I

4.1 **Analisi dei carichi**

Le dimensioni geometriche della soletta sono:

Sbalzi $s_x = 2.000$ m
 Interasse travi $L = 4.500$ m
 Spessore medio soletta $s = 0.280$ m

Analisi dei carichi di fase I

| | | | |
|--------------------------------------|--------------|------|------|
| Spessore medio soletta (sbalzi) | $s =$ | 0.28 | m |
| Spessore medio soletta (campata) | $s =$ | 0.28 | m |
| Peso proprio predalle | $q_{pd} =$ | 1.50 | kN/m |
| Peso proprio della soletta (sbalzi) | $q_{1cls} =$ | 7.00 | kN/m |
| Peso proprio della soletta (campata) | $q_{2cls} =$ | 7.00 | kN/m |
| Carichi accidentali di getto | $acc =$ | 1.00 | kN/m |
| Peso proprio veletta sbalzo | $q_{v1} =$ | 1.00 | kN |

Caratteristiche di sollecitazione totali allo SLU

| | | | |
|--|-------------|--------|-----|
| Momento negativo massimo sull'appoggio | $MB =$ | -13.16 | kNm |
| Momento positivo massimo in campata | $MC =$ | 20.53 | kNm |
| Taglio s_x sull'appoggio | $V_b s_x =$ | -15.53 | kN |
| Taglio dx sull'appoggio | $V_b dx =$ | 14.18 | kN |

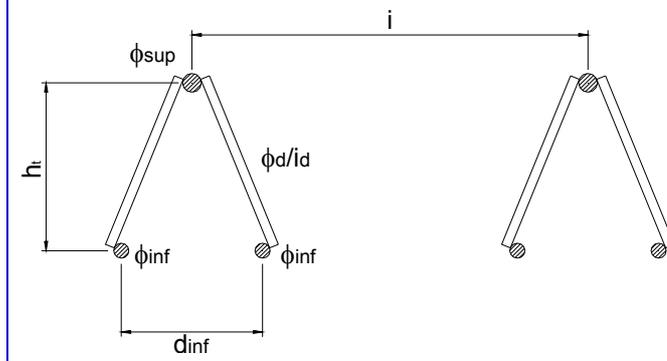
4.2 Verifica tralici predalles nella fase di getto

4.2.1 Caratteristiche dei tralici

Verifica tralici predalles

Caratteristiche tralici

| | | | |
|--------------------------------------|---------|---|---------|
| Altezza totale traliccio: ht | 18.0 cm | | |
| Altezza utile traliccio: ht | 16.5 cm | = | 0.165 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: id | 20 cm | = | 0.2 m |



4.2.2 Verifica tralicci a momento positivo

| Verifica a momento positivo | | | |
|--|-------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------|
| M= | | 20.5 kNm | |
| N= | | 124.45 kN per ogni metro di soletta | |
| n° di tralicci per ogni metro di soletta | | | 2.50 |
| Sforzo normale nei correnti | N= | | 49.8 kN |
| Corrente superiore (compressa) | | | |
| Verifica di resistenza | $\sigma=$ | 2476 ⁷ daN/cm ² | |
| Verifica di stabilità | $i=$ | 0.4 cm | |
| | $L_0=$ | 20.00 cm | |
| | $\lambda=$ | 50.00 | |
| | $\omega=$ | 1.57 | |
| | $\sigma=$ | 3892 daN/cm ² | < 3913 daN/cm ² |
| Corrente inferiore (teso) | | | |
| Verifica di resistenza | $\sigma=$ | 1617 ⁷ daN/cm ² | < 3913 daN/cm ² |
| Azioni nei diagonali dei tralicci | | | |
| | Nd= | 375 daN | |
| Verifica di stabilità | $\sigma=$ | 478 daN/cm ² | |
| | $i=$ | 0.25 cm | |
| | Ld= | 19.93 cm | $\beta= 0.7$ |
| | $\lambda=(\Lambda\delta-3)*\beta/i$ | 47.41 | |
| | $\omega=$ | 1.40 | |
| | $\sigma=$ | 666 daN/cm ² | < 3913 daN/cm ² |
| Portata residua dei diagonali s= | | 3247 daN/cm ² | |

N.B. Non si considera la condizione di “traliccio su giunto” poiché i giunti delle travi del viadotto sono ottenuti mediante saldatura e quindi non è presente il coprigiunto sulle piattabande superiori delle travi principali.

4.2.3 Verifica tralicci a momento negativo

| Verifica a momento negativo | | | | |
|--|---|--|---------|--------------------------------|
| M= | | -13.16 kNm | | |
| N= | | -79.77 kN per ogni metro di soletta | | |
| n° di tralicci per ogni metro di soletta | | | 2.50 | |
| Sforzo normale nei correnti | N= | | 31.9 kN | |
| <i>Corrente superiore (teso)</i> | | | | |
| Verifica di resistenza | $\sigma =$ | 1587[↑] daN/cm² | < | 3913 daN/cm² |
| <i>Corrente inferiore (compresso)</i> | | | | |
| Verifica di resistenza | $\sigma =$ | 1036 [↑] daN/cm ² | | |
| Verifica di stabilità | $i =$ | 0.35 cm | | |
| | $L_0 =$ | 20.00 cm | | |
| | $\lambda =$ | 57.14 | | |
| | $\omega =$ | 1.57 | | |
| | $\sigma =$ | 1629 daN/cm² | < | 3913 daN/cm² |
| <i>Azioni nei diagonaloni dei tralicci</i> | | | | |
| | $N_d =$ | 342 daN | | |
| Verifica di stabilità | $\sigma =$ | 436 daN/cm ² | | |
| | $i =$ | 0.25 cm | | |
| | $L_d =$ | 19.93 cm | | $\beta = 0.7$ |
| | $\lambda = (\Lambda\delta - 3) * \beta / i$ | 47.41 | | |
| | $\omega =$ | 1.40 | | |
| | $\sigma =$ | 608 daN/cm² | < | 3913 daN/cm² |
| Portata residua dei diagonaloni s= | | 3305 daN/cm ² | | |

N.B. Non si considera la condizione di “traliccio su giunto” poiché i giunti delle travi del viadotto sono ottenuti mediante saldatura e quindi non è presente il coprigiunto sulle piattabande superiori delle travi principali.

5 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DI FASE II

5.1 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 | $3.00 \text{ kN/m}^2 \times 10.5 \text{ m}$ | = | 31.50 kN/m |
| Cordoli | $25.00 \text{ kN/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times (1.25 + 1.25) \text{ m}$ | ≅ | 12.50 kN/m |
| Velette | 1.00×2.0 | = | 2.00 kN/m |
| G.R. | 1.50×2.0 | = | 3.00 kN/m |
| Barriera | 2.00×2.0 | = | 4.00 kN/m |
| | | | <hr/> |
| | | | 53.00 kN/m |

Schema statico:

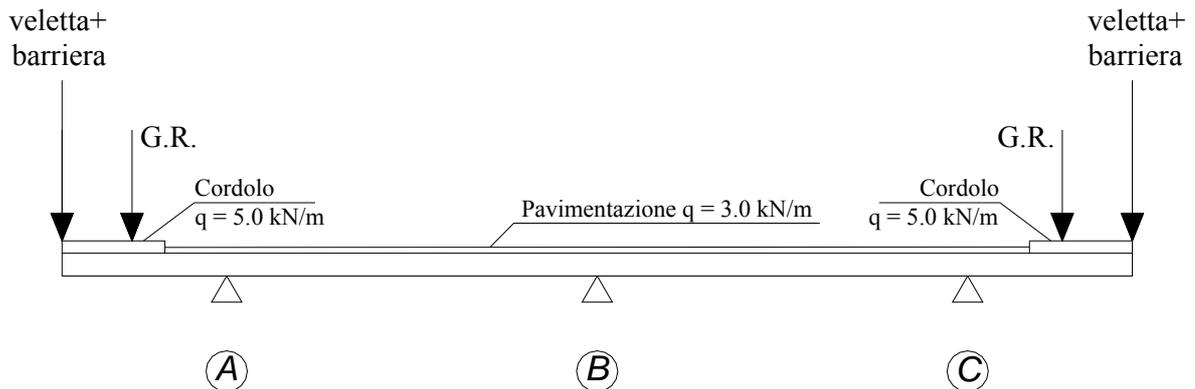


Diagramma del momento flettente

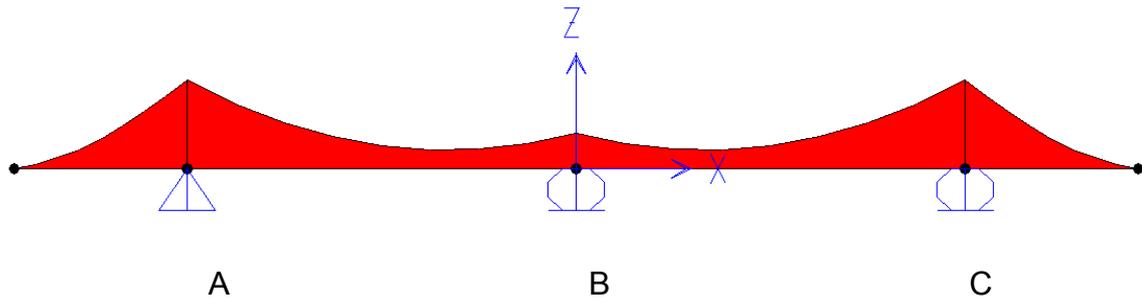
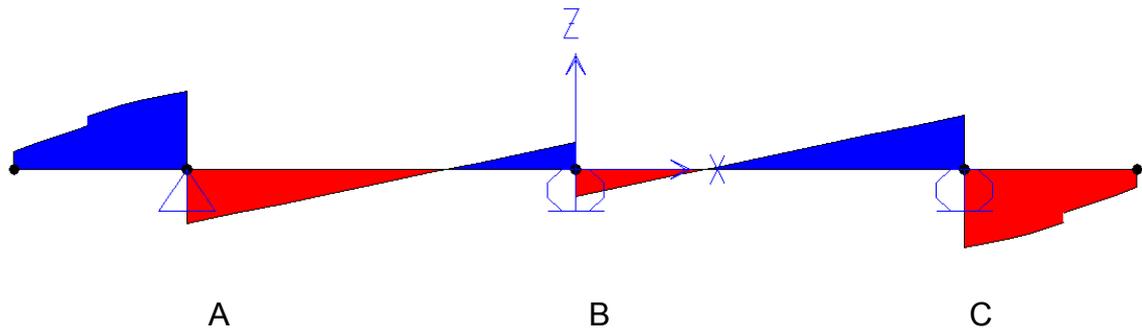


Diagramma del taglio



I valori NON PONDERATI delle sollecitazioni massime a metro di fuga di soletta valgono:

| | | | | |
|---|----------------------------------|---------|-------|--------------|
| { | Sbalzi (appoggio travi laterali) | | | |
| | Min M- | | | |
| | Totale | ≈ -23 | kNm/m | (appoggio C) |
| | Totale | ≈ -14 | kNm/m | (appoggio A) |
| { | Max V | | | |
| | Totale | ≈ ±17 | kN/m | (appoggio C) |
| { | Campate: | | | |
| | Max M+ | | | |
| | Totale | ≈ -2.00 | kNm/m | |
| | Min M- | | | |
| | Totale | ≈ -0 | kNm/m | (appoggio B) |
| { | Max V | | | |
| | Totale | ≈ ±5 | kN/m | (appoggio B) |

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, comprehensive 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 sicurvìa.

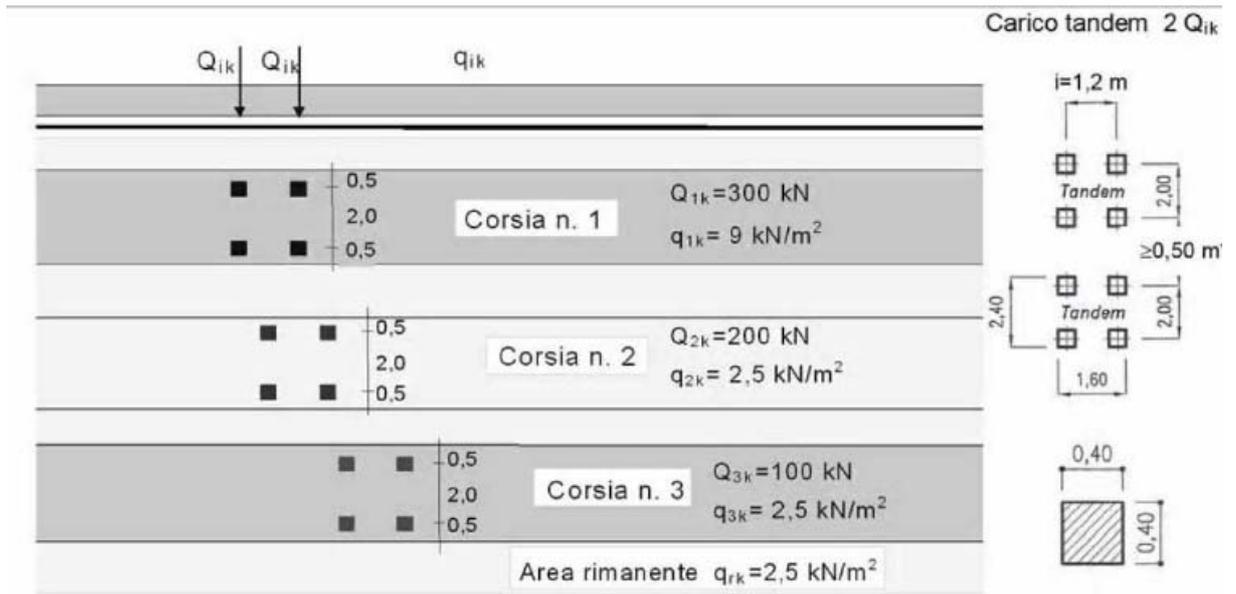
Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvìa e sulle passerelle pedonali.

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 $q_{L,c}$

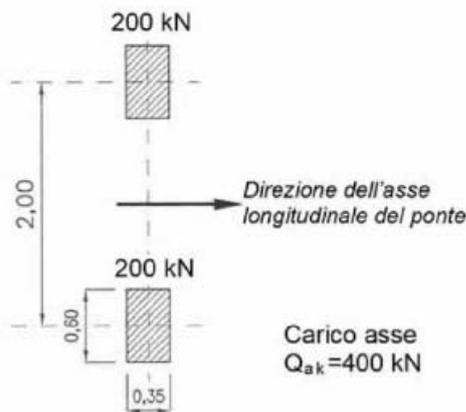
$$q_{L,a} = 128,95 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,25} \quad [\text{kN/m}]; \quad (5.1.1)$$

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



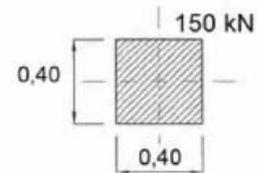
Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

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

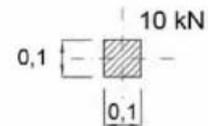


Schema di carico 2 (dimensioni in [m])

Carico asse $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$



Schema di carico 3 (dimensioni in [m])



Schema di carico 4 (dimensioni in [m])



Schema di carico 5

6.1.2 Coefficienti dinamici

- **Sezioni tipiche (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.

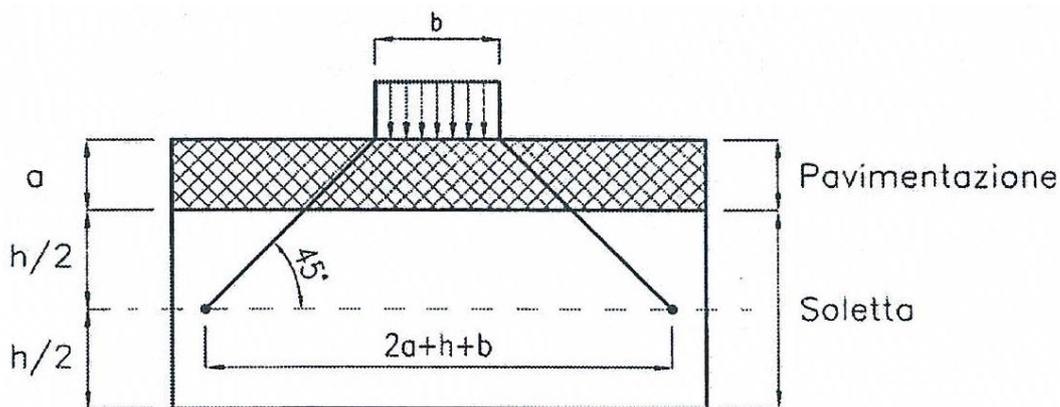
- **Sezioni d'estremità**

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

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 $\phi = 1.3$.

6.1.3 Larghezze collaboranti

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



Diffusione dei carichi concentrati

Schema di carico 1

$L_r = b =$ larghezza ruota = 40 cm

$s_1 = a =$ spessore del manto di usura = 10 cm

$s_2 = h =$ spessore minimo getto di cls = 28 cm

Sezione corrente:
$$D_{\text{SOL}} = L_r + 2 \cdot s_1 + 2 \cdot \frac{s_2}{2} = 40 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot \frac{28}{2} = 88 \text{ cm}$$

Sezione estremità:
$$D_{\text{SOL}} = L_r + s_1 + \frac{s_2}{2} = 40 + 10 + \frac{28}{2} = 78 \text{ cm}$$

Schema di carico 2

$L_r = b =$ larghezza ruota = 35 cm

$s_1 = a =$ spessore del manto di usura = 10 cm

$s_2 = h =$ spessore minimo getto di cls = 28 cm

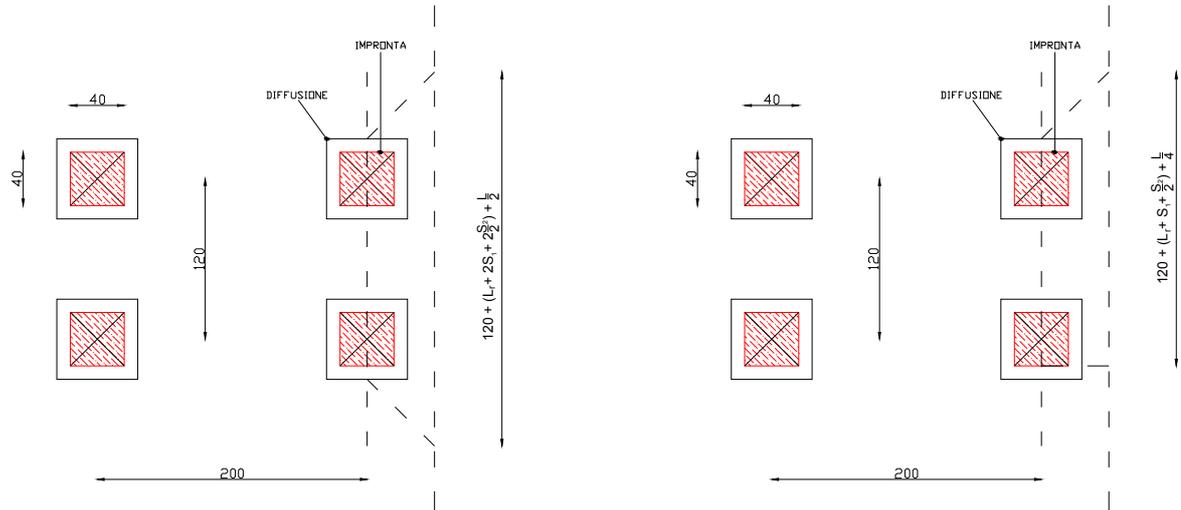
Sezione corrente:
$$D_{\text{SOL}} = L_r + 2 \cdot s_1 + 2 \cdot \frac{s_2}{2} = 35 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot \frac{28}{2} = 83 \text{ cm}$$

Sezione estremità:
$$D_{\text{SOL}} = L_r + s_1 + \frac{s_2}{2} = 35 + 10 + \frac{28}{2} = 59 \text{ cm}$$

MOMENTO FLETTENTE

Campata L=450 cm:

Schema di carico 1



Sez. corrente: $120 + 88.0 + L/2 = 433 \text{ cm}$
 Sez. estremità: $120 + 78.0 + L/4 = 310 \text{ cm}$

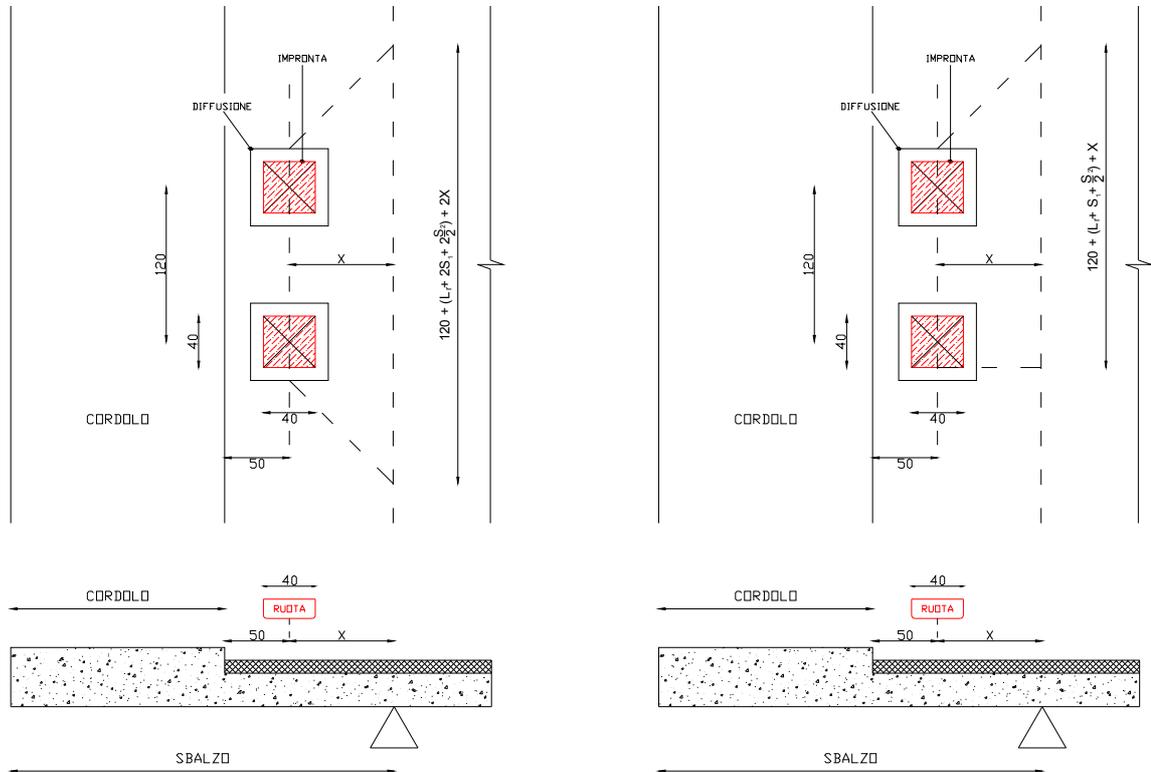
Schema di carico 2



Sez. corrente: $83.0 + L/2 = 308 \text{ cm}$
 Sez. estremità: $59.0 + L/4 = 284 \text{ cm}$

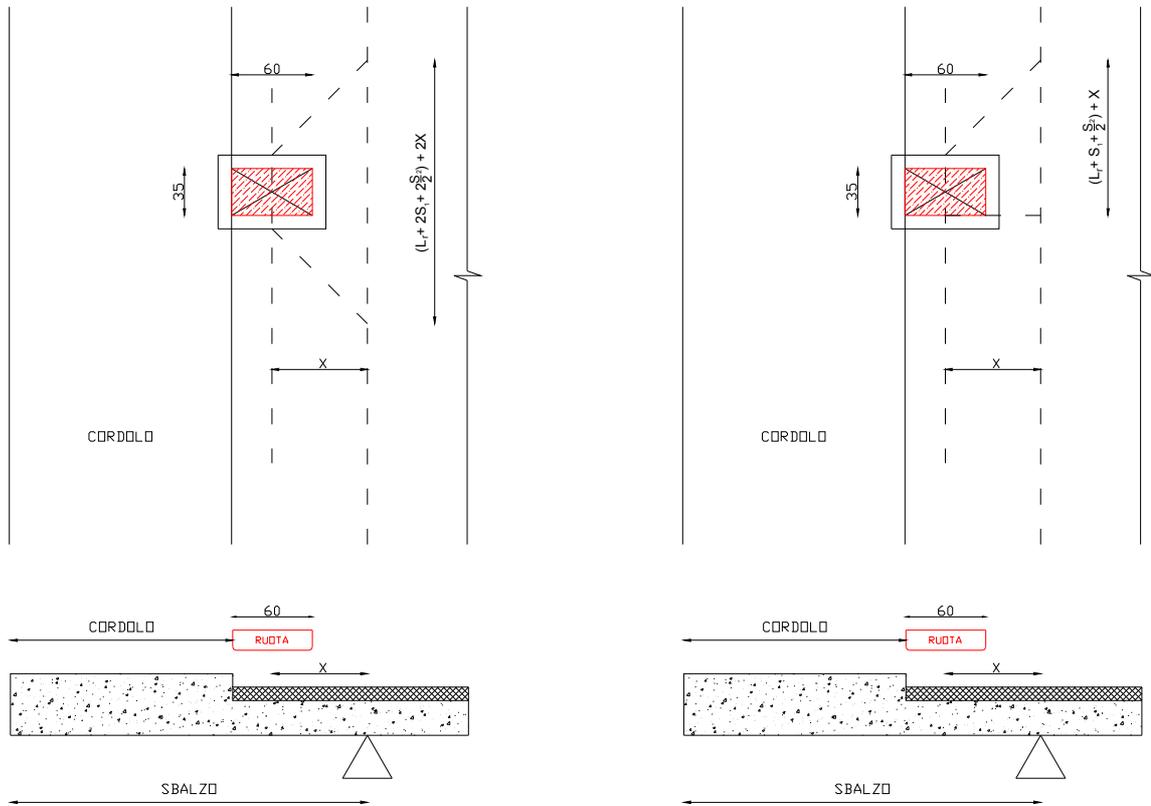
Sbalzo L=177.5 cm:

Schema di carico 1



Sez. corrente: $120 + 88.0 + (2 \times 92.5) = 393 \text{ cm}$
 Sez. estremità: $120 + 78.0 + (1 \times 92.5) = 290.5 \text{ cm}$

Schema di carico 2

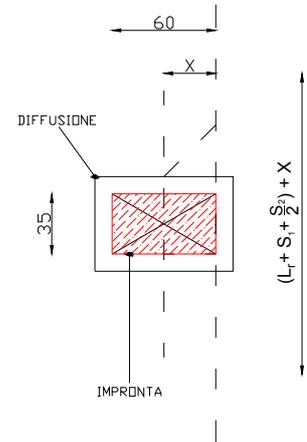
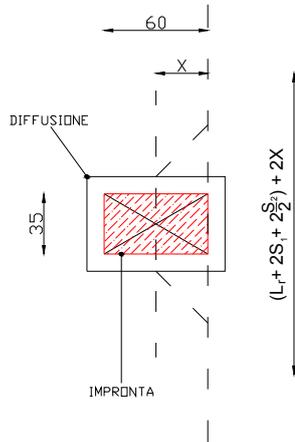


Sez. corrente: $83.0 + (2 \times 112.5) = 308 \text{ cm}$
 Sez. estremità: $59.0 + (1 \times 112.5) = 171.5 \text{ cm}$

AZIONE TAGLIANTE

Campata L=450 cm – Sbalzo L= 177.5:

Schema di carico 2

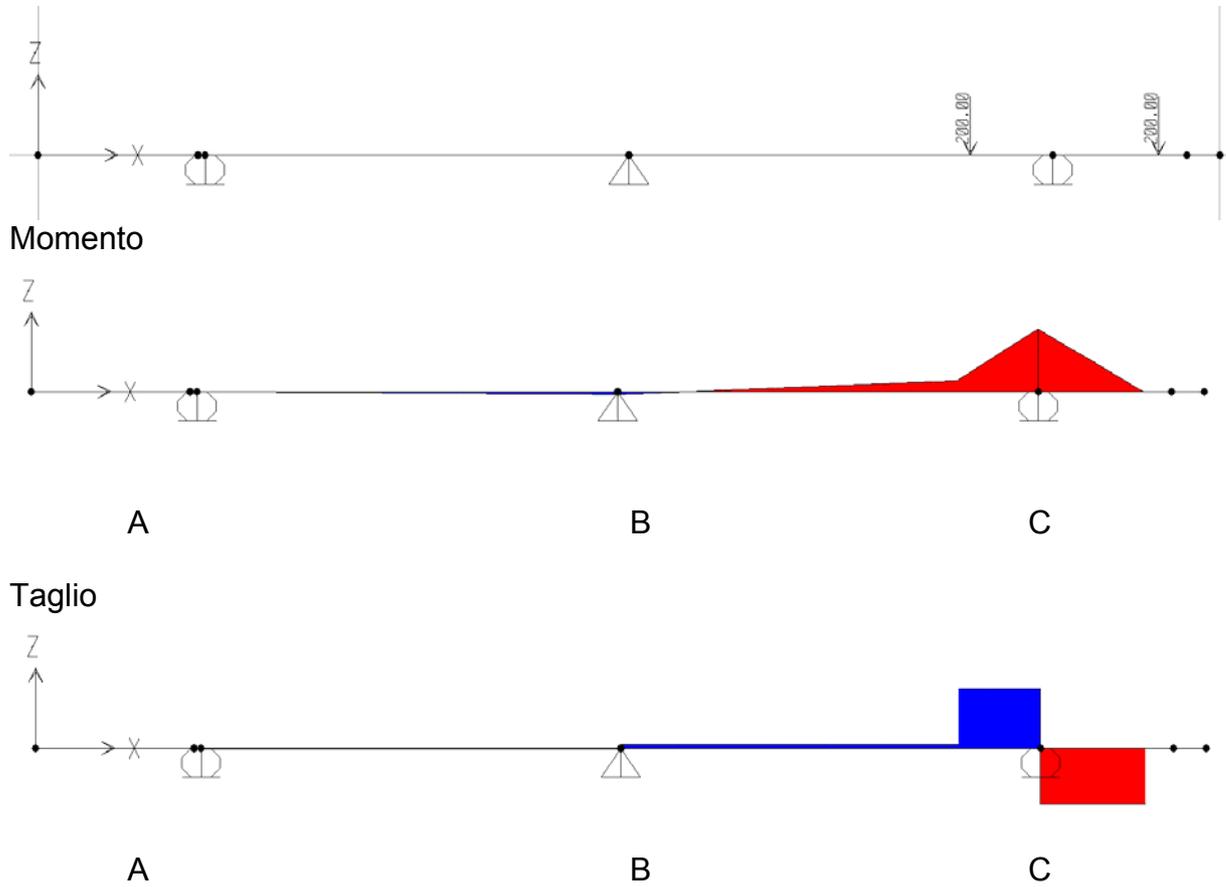


Sez. corrente: $83.0 + 2 \times 30 = 143 \text{ cm}$
Sez. estremità: $59.0 + 30 = 89 \text{ cm}$

6.1.4 Effetti dei carichi da traffico-folla

Sbalzo

Schema di carico 2



MOMENTO FLETTENTE

$$M = -225 \text{ kNm}$$

SEZIONE CORRENTE

Schema di carico 2

$$l_{\text{coll}} = 3.08 \text{ m}$$

$$\phi = 1.00$$

$$M_A = (-225 \times 1.00) / 3.08 \cong -75 \text{ kNm/m}$$

SEZIONE D'ESTREMITA'

Schema di carico 2

$$l_{\text{coll}} = 1.71 \text{ m}$$

$$\phi = 1.30$$

$$M_A = (-225.00 \times 1.30) / 1.71 \cong -175 \text{ kNm/m}$$

TAGLIO

$$T = -200 \text{ kN}$$

SEZIONE CORRENTE

Schema di carico 2

$$l_{\text{coll}} = 1.43 \text{ m}$$

$$\phi = 1.00$$

$$T_A = (200.00 \times 1.00) / 1.43 \cong \pm 140 \text{ kN/m}$$

SEZIONE D'ESTREMITA'

Schema di carico 2

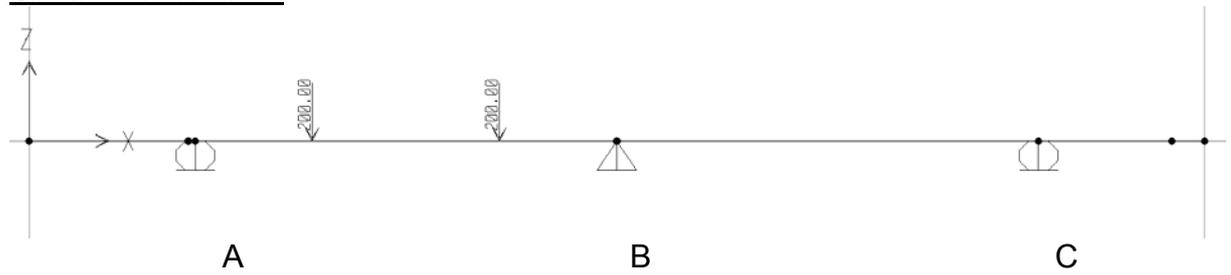
$$l_{\text{coll}} = 0.89 \text{ m}$$

$$\phi = 1.30$$

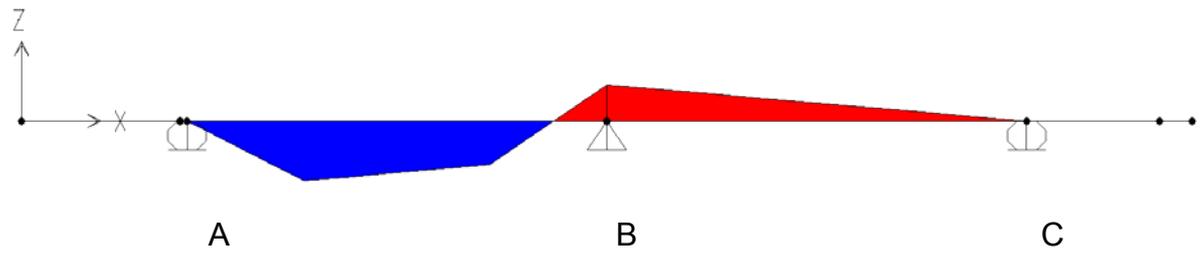
$$T_A = (200.00 \times 1.30) / 0.89 \cong \pm 293 \text{ kN/m}$$

Campata

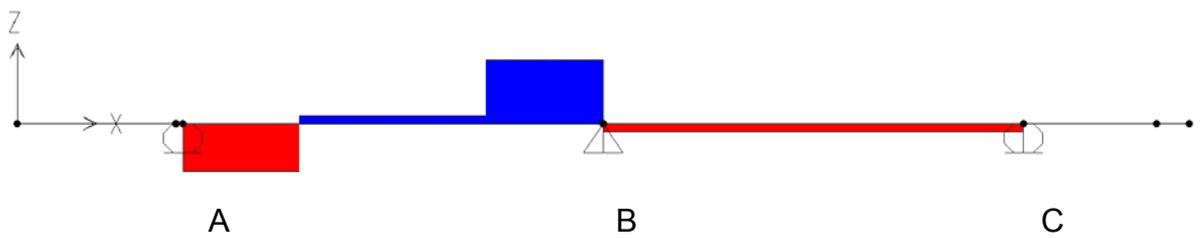
Schema di carico 2



Momento



Taglio



MOMENTO FLETTENTE

$$M = +212 \text{ kNm}$$

SEZIONE CORRENTE

Schema di carico 2

$$l_{\text{coll}} = 3.08 \text{ m}$$

$$\varphi = 1.00$$

$$M_{\text{AB}} = 212 \times 1.00 / 3.08 \cong +69 \text{ kNm/m}$$

SEZIONE D'ESTREMITA'

Schema di carico 2

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

$$\varphi = 1.30$$

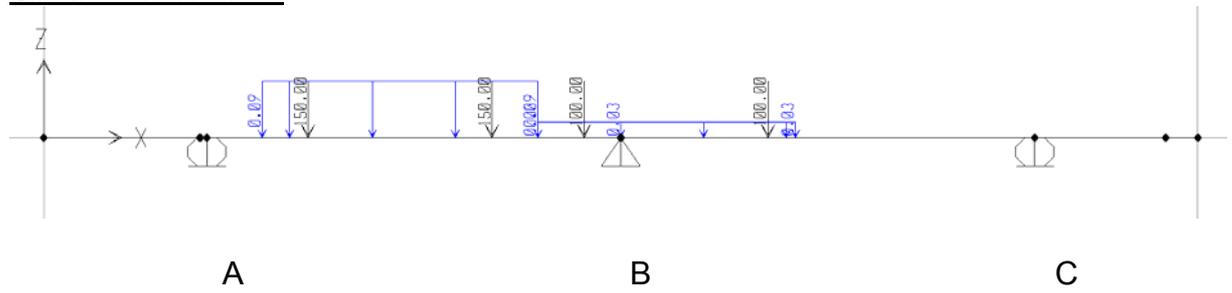
$$M_{\text{AB}} = 220 \times 1.30 / 2.84 \cong +98 \text{ kNm/m}$$

TAGLIO

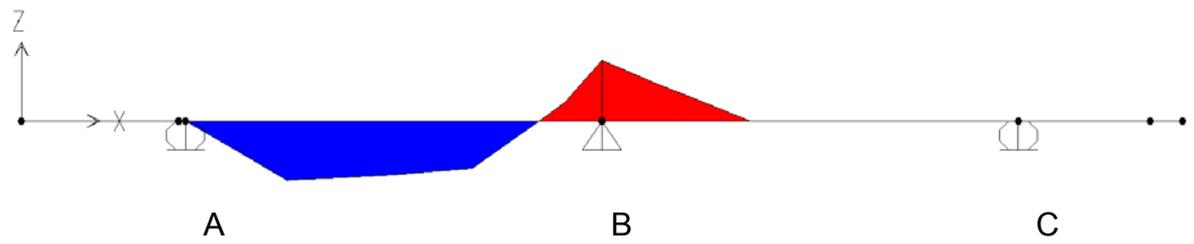
Si considera la sollecitazione presente sull'appoggio (vedi sbalzo)

Appoggio B

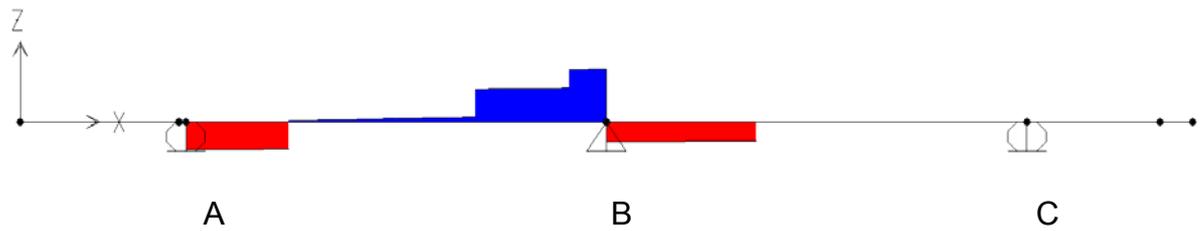
Schema di carico 1



Momento



Taglio



MOMENTO FLETTENTE

SEZIONE CORRENTE

$$M = -170 \text{ kNm}$$

Schema di carico 1

$$l_{\text{coll}} = 4.33 \text{ m}$$

$$\varphi = 1.00$$

$$M_B = (-170 \times 1.00) / 4.33 \cong -39 \text{ kNm/m}$$

SEZIONE D'ESTREMITA'

Schema di carico 1

$$l_{\text{coll}} = 3.10 \text{ m}$$

$$\varphi = 1.30$$

$$M_B = (-170 \times 1.30) / 3.10 \cong -71 \text{ kNm/m}$$

TAGLIO

Si considera la sollecitazione presente sull'appoggio (vedi sbalzo)

6.2 Impatto del vento sulla barriera

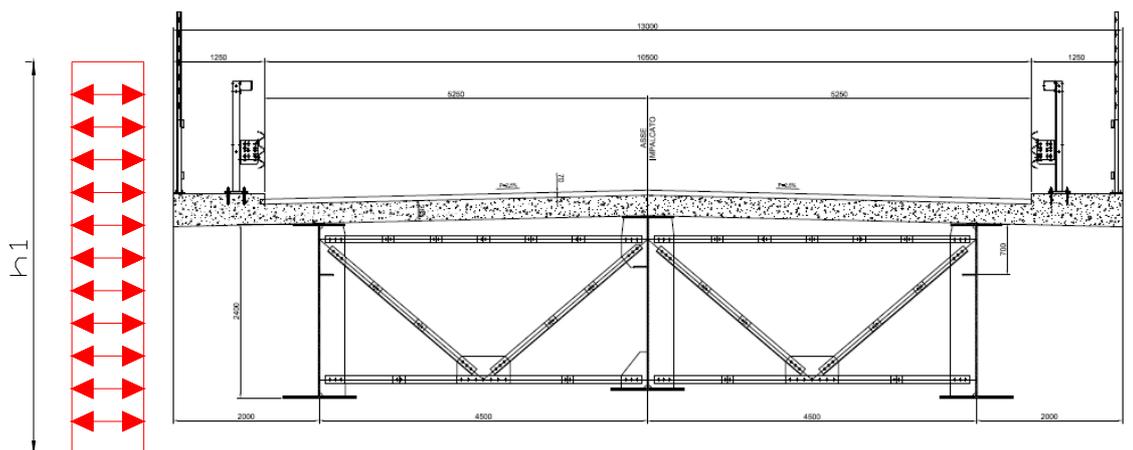
6.2.1 Effetti del vento

Per il calcolo della pressione di riferimento del vento si fa riferimento alla relazione di calcolo dell'impalcato

L'azione del vento sulla soletta si schematizza come un momento flettente applicato all'estremo libero dello sbalzo. In via cautelativa si considerano coincidenti le due condizioni di ponte carico e scarico.

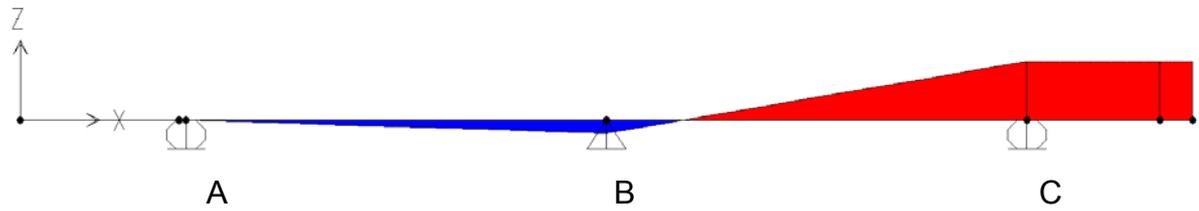
Considerando una striscia di un metro di soletta risulta:

$$\begin{aligned} p_{\text{vento}} &= 1.19 \text{ kN/m}^2 \\ h_1 &= 3.00 + 0.28 + 0.14 = 3.42 \text{ m} \\ M &= \pm 1.19 \times 3.42 \times 3.42 / 2 \cong 7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

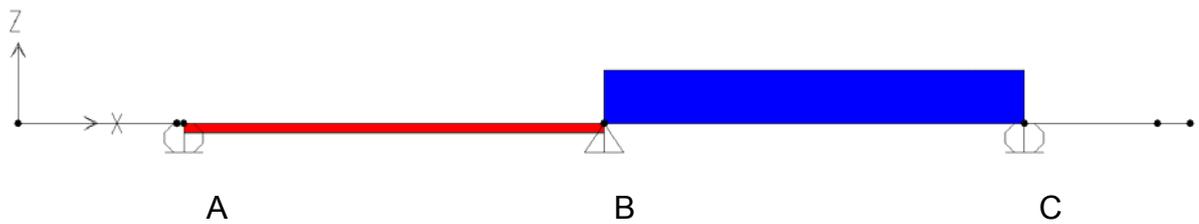


Le sollecitazioni massime a metro di fuga di soletta risultano pari a:

Momento



Taglio



Sbalzo

$M_{\text{SBALZO}} = \pm 7.0 \text{ kNm}$ (considerando entrambe le azioni del vento uguali ed opposte)

$T_{\text{INTERNO}} = \pm 1.9 \text{ kN}$

Campata

$M_A = \pm 7.0 \text{ kNm}$ (considerando entrambe le azioni del vento uguali ed opposte)

$M_{\text{MEZZERIA}} = \pm 2.7 \text{ kNm}$ (considerando entrambe le azioni del vento uguali ed opposte)

$M_B = \pm 1.7 \text{ kNm}$ (considerando entrambe le azioni del vento uguali ed opposte)

6.3 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:

$$M = -100 \times (1.00 + 0.10 + 0.28/2) = +124.0 \text{ kNm}$$

Considerando cautelativamente uno spessore minimo del cordolo di 10 cm, si ottiene che la diffusione sul piano medio della soletta è:

$$D_{\text{sol}} = 2 \times (0.1 + 0.28/2) = 0.28 \text{ m}$$

6.3.1 Effetti dell'urto sull'asse appoggio

Assumendo una larghezza collaborante pari a:

Lato appoggio C

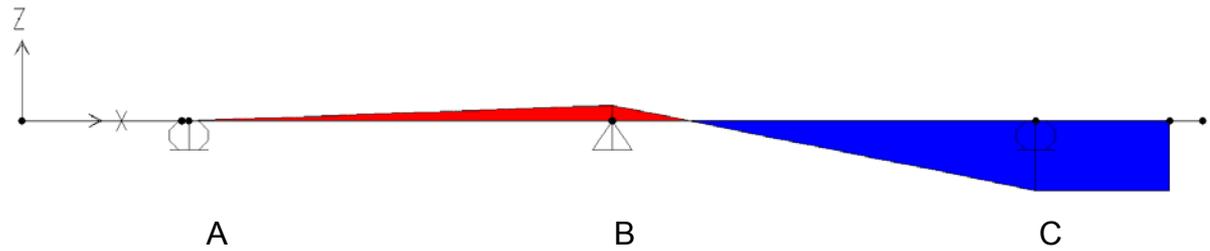
$$L_{\text{coll}} = 0.28 + 2 \times 1.425 = 3.13 \text{ m} \quad (\text{distanza G.R. - Asse appoggio} = 142.5 \text{ cm})$$

si ottiene:

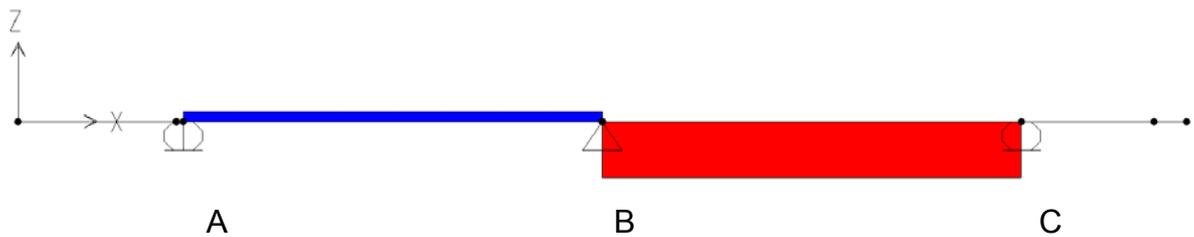
$$\Rightarrow M = +124.0 / 3.13 \cong -37 \text{ kNm}$$

Le sollecitazioni massime risultano pari a:

Momento



Taglio



$$M_{\text{SBALZO}} = -37 \text{ kNm}$$

$$T_{\text{INTERNO}} = \pm 10 \text{ kN}$$

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 locali:

- 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 (locali) per le sezioni correnti

Sbalzo

| | | | |
|--------------|-----------|--|------------------------------|
| FREQ. | M_F | $= -23.0 \times 1.0 - 75.0 \times 0.75$ | $\cong -80 \text{ kNm/m}$ |
| Q.P. | M_{QP} | $= -23.0 \times 1.0$ | $\cong -16 \text{ kNm/m}$ |
| A1STR | M^- | $= -23.0 \times 1.5 - 75.0 \times 1.35 - 7.0 \times 0.9$ | $\cong -142 \text{ kNm/m}$ |
| | V_{A-C} | $= 23.0 \times 1.5 + 140.0 \times 1.35 - 7.0 \times 0.9$ | $\cong \pm 230 \text{ kN/m}$ |
| E | M^- | $= -23.0 \times 1.0 - 75.0 \times 1.0 - 37 \times 1.0$ | $\cong -135 \text{ kNm/m}$ |
| | V_{A-C} | $= 17.0 \times 1.0 + 140.0 \times 1.0 - 7.0 \times 1.0$ | $\cong \pm 164 \text{ kN/m}$ |

Campata (*)

| | | | |
|--------------|----------|--|--------------------------|
| FREQ. | M_F | $= 2.0 \times 1.0 + 69.0 \times 0.75$ | $\cong 54 \text{ kNm/m}$ |
| Q.P. | M_{QP} | $= 2.0 \times 1.0$ | $\cong 2 \text{ kNm/m}$ |
| A1STR | M^+ | $= 2.0 \times 1.5 + 69.0 \times 1.35 + 2.7 \times 0.9$ | $\cong 99 \text{ kNm/m}$ |

Appoggio interno (*)

| | | | |
|--------------|----------|---|------------------------------|
| FREQ. | M_F | $= -1.0 \times 1.0 - 39.0 \times 0.75$ | $\cong -30 \text{ kNm/m}$ |
| Q.P. | M_{QP} | $= -1.0 \times 1.0$ | $\cong -1.0 \text{ kNm/m}$ |
| A1STR | M^- | $= -1.0 \times 1.5 - 39.0 \times 1.35$ | $\cong -55 \text{ kNm/m}$ |
| | V_B | $= 5.0 \times 1.5 + 140 \times 1.35 + 1.9 \times 0.9$ | $\cong \pm 199 \text{ kN/m}$ |

(*) **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 (locali) per le sezioni d'estremità

Sbalzo

$$\text{FREQ. } M_F = -23.0 \times 1.0 - 175.0 \times 0.75 \cong -155 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Q.P. } M_{QP} = -23.0 \times 1.0 \cong -23 \text{ kNm/m}$$

$$\text{A1STR } M^- = -23.0 \times 1.5 - 175.0 \times 1.35 - 7.0 \times 0.9 \cong -277 \text{ kNm/m}$$

$$V_{A-C} = 17.0 \times 1.5 + 293.0 \times 1.35 - 7.0 \times 0.9 \cong \pm 427 \text{ kN/m}$$

$$\text{E } M^- = -23.0 \times 1.0 - 175.0 \times 1.0 - 37 \times 1.0 \cong -235 \text{ kNm/m}$$

$$V_{A-C} = 17.0 \times 1.0 + 293.0 \times 1.0 - 7.0 \times 1.0 \cong \pm 317 \text{ kN/m}$$

Campata (*)

$$\text{FREQ. } M_F = 2.0 \times 1.0 + 98.0 \times 0.75 \cong 76 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Q.P. } M_{QP} = 2.0 \times 1.0 \cong 2 \text{ kNm/m}$$

$$\text{A1STR } M^+ = 2.0 \times 1.5 + 98.0 \times 1.35 + 2.7 \times 0.9 \cong 138 \text{ kNm/m}$$

Appoggio interno (*)

$$\text{FREQ. } M_F = -1 \times 1.0 - 71.0 \times 0.75 \cong -53 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Q.P. } M_{QP} = -1 \times 1.0 \cong -1 \text{ kNm/m}$$

$$\text{A1STR } M^- = 1 \times 1.5 - 71.0 \times 1.35 \cong -98 \text{ kNm/m}$$

$$V_B = 5.0 \times 1.5 + 293 \times 1.35 + 1.9 \times 0.9 \cong \pm 404 \text{ kN/m}$$

(*) **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

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.

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:

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

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

Si riportano di seguito le verifiche di fessurazione per le sole sezioni correnti.

8.2 Sezione corrente

8.2.1 Sbalzo

| <u>Sezione a Momento Negativo</u> | | | |
|--|-----------------------|-------------------------------|----------------------------|
| <u>Dimensioni della sezione di calcolo</u> | | | |
| Altezza totale | h= | | 28 cm |
| Altezza utile | d= | | 24.5 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 |
| lombo superiore: | | 1 Φ 16/20 + 1 Φ 16/20 | |
| lombo inferiore: | | 1 Φ 16/20 annegato nella dala | |
| Calcestruzzo | R _{ck} = | | 450 daN/cm ² |
| Copriferro teso (da baric arm tesa) | c= | | 3.5 cm |
| Copriferro compresso (da baric arm compr) | d'= | | 2.5 cm |
| Momento sollecitante comb.frequente | M _f | | 80.00 kN m |
| Momento sollecitante comb. Quasi permanente | M _{q.p.} | | 16.00 kN m |
| asse neutro (distanza dal bordo compresso) | x= | | 8.73 cm |
| Momento di inerzia della sezione omog. | J _i = | | 102994 cm ⁴ |
| Area omogeneizzata | A _i = | | 1325.5 cm ² |
| Verifica a flessione | | | |
| <u>Tensione di prima fessurazione</u> | | | |
| Tensione nell'acciaio teso | σ _{sI} = | | 1638.9 daN/cm ² |
| <u>Verifica di combinazione frequente:</u> | | | |
| Tensione nel calcestruzzo | σ _{cII} = | | -67.8 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 1 | σ _{s1II} = | | 0 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3 | σ _{s2-3II} = | | 1837.0 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - complessiva | σ _{sII} = | | 1837.0 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio compresso | σ _{s'II} = | | -726.2 daN/cm ² |

Verifica combinazione quasi permanente:

| | | |
|--|----------------------|----------------------------|
| Tensione nel calcestruzzo | $\sigma_{cIII} =$ | -13.6 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 1 | $\sigma_{s1III} =$ | 0 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3 | $\sigma_{s2-3III} =$ | 367.4 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - complessiva | $\sigma_{sIII} =$ | 367.4 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio compresso | $\sigma_{s'III} =$ | -145.2 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 | $y_{gf} =$ | 8.73 cm |
| baric. sez. int. reag. dal lembo inf. | $y_g =$ | 14.44 cm |
| asse neutro x | $y_n =$ | 8.73 cm |
| braccio coppia interna | $z =$ | 21.59 cm |
| Momento d'inerzia sezione fess. | $I_f =$ | 102994 cm ⁴ |
| Momento d'inerzia sez.inter.reag. | $I_i =$ | 236100 cm ⁴ |
| Momento di prima fess. a fless. | $M_{1f} =$ | 7137 daN m |
| Momento di prima fess. a traz. | $M_{1t} =$ | 5948 daN m |
| Momento di formaz. fessure | $M_{ff} =$ | 4219 daN m |
| | $b_{eff} =$ | 100 cm |
| | $d_{eff} =$ | 9.63 cm |
| Area efficace | $A_{eff} =$ | 963 cm ² |

Verifica combinazione frequente

| | | | |
|--|-------------------|----------|--|
| | k2 = | 0.4 | |
| | k3 = | 0.125 | |
| | β_1 = | 1 | |
| | β_2 = | 0.5 | |
| Distanza media tra le fessure | srm = | 11.23 cm | |
| Deformazione media nel c.l.s | ϵ_{sm} = | 0.000537 | |
| APERTURA MEDIA DI FESSURA | Wm = | 0.06 mm | |
| VALORE DI CONFRONTO | W ₁ = | 0.30 mm | |
| APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA | Wk = | 0.10 mm | |
| VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO Wk < W1 | | | |

Verifica combinazione quasi permanente:

| | | | |
|--|-------------------|-------------|--|
| | k2 = | 0.4 | |
| | k3 = | 0.125 | |
| | β_1 = | 1 | |
| | β_2 = | 0.5 | |
| Distanza media tra le fessure | srm = | 11.23 cm | |
| Deformazione media nel c.l.s | ϵ_{sm} = | 0.000071 mm | |
| APERTURA MEDIA DI FESSURA | Wm = | 0.01 mm | |
| VALORE DI CONFRONTO | W ₂ = | 0.2 mm | |
| APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA | Wk = | 0.01 mm | |
| VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO Wk < W2 | | | |

8.2.2 Campata

| Sezione a Momento Positivo | | | |
|--|---------------------|---|----------------------------|
| <u>Dimensioni della sezione di calcolo</u> | | | |
| Altezza totale | h= | | 28 cm |
| Altezza utile | d= | | 24.5 cm |
| Larghezza di calcolo | b= | | 100 cm |
| Area Acciaio teso | As= | | 15.07 cm ² |
| Area Acciaio compresso | As'= | | 10.05 cm ² |
| lembo superiore: | | 1 Φ 16/20 | |
| lembo inferiore: | | 1 Φ 16/20 + 1 Φ 16/40 annegato nella dala | |
| Calcestruzzo | Rek = | | 450 daN/cm ² |
| Copriferro teso (da baric arm tesa) | c= | | 3.5 cm |
| Copriferro compresso (da baric arm compr) | d'= | | 2.5 cm |
| Momento sollecitante comb. frequente | Mf | | 54.00 kN m |
| Momento sollecitante comb. Quasi permanente | Mq.p. | | 2.00 kN m |
| asse neutro (distanza dal bordo compresso) | x= | | 7.74 cm |
| Momento di inerzia della sezione omog. | Ji= | | 83100 cm ⁴ |
| Area omogeneizzata | Ai= | | 1151.1 cm ² |
| Verifica a flessione | | | |
| <u>Tensione di prima fessurazione</u> | | | |
| Tensione nell'acciaio teso | σ_{sr} = | | 2046.8 daN/cm ² |
| <u>Verifica di combinazione frequente:</u> | | | |
| Tensione nel calcestruzzo | σ_{cII} = | | -50.3 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 1 | σ_{s1II} = | | 0 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3 | σ_{s2-3II} = | | 1633.3 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - complessiva | σ_{sII} = | | 1633.3 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio compresso | $\sigma_{s'II}$ = | | -511.1 daN/cm ² |

| <u>Verifica combinazione quasi permanente:</u> | | |
|--|-----------------------|---------------------------|
| Tensione nel calcestruzzo | $\sigma_{cIII} =$ | -1.9 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 1 | $\sigma_{s1 III} =$ | 0 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3 | $\sigma_{s2-3 III} =$ | 60.5 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - complessiva | $\sigma_{s III} =$ | 60.5 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio compresso | $\sigma_{s' III} =$ | -18.9 daN/cm ² |
| Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure | | |
| diametro medio barre tese | $\Phi_t =$ | 1.60 cm |
| interasse medio barre tese | $f_c =$ | 13.33 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 | $y_{gf} =$ | 7.74 cm |
| baric. sez. int. reag. dal lembo inf. | $y_g =$ | 14.20 cm |
| asse neutro x | $y_n =$ | 7.74 cm |
| braccio coppia interna | $z =$ | 21.92 cm |
| Momento d'inerzia sezione fess. | $I_f =$ | 83100 cm ⁴ |
| Momento d'inerzia sez.inter.reag. | $I_i =$ | 227791 cm ⁴ |
| Momento di prima fess. a fless. | $M_{1f} =$ | 6767 daN m |
| Momento di prima fess. a traz. | $M_{1t} =$ | 5639 daN m |
| Momento di formaz. fessure | $M_{ff} =$ | 3872 daN m |
| | $b_{eff} =$ | 100 cm |
| | $d_{eff} =$ | 10.13 cm |
| Area efficace | $A_{eff} =$ | 1013 cm ² |

| | | | |
|--|------------------|-------------|--|
| <u>Verifica combinazione frequente</u> | | | |
| | k2 = | 0.4 | |
| | k3 = | 0.125 | |
| | $\beta_1 =$ | 1 | |
| | $\beta_2 =$ | 0.5 | |
| Distanza media tra le fessure | sm = | 13.44 cm | |
| Deformazione media nel c.l.s | esm = | 0.000317 | |
| APERTURA MEDIA DI FESSURA | Wm = | 0.04 mm | |
| VALORE DI CONFRONTO | W ₁ = | 0.30 mm | |
| APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA | Wk = | 0.07 mm | |
| VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_1$ | | | |
| <u>Verifica combinazione quasi permanente:</u> | | | |
| | k2 = | 0.4 | |
| | k3 = | 0.125 | |
| | $\beta_1 =$ | 1 | |
| | $\beta_2 =$ | 0.5 | |
| Distanza media tra le fessure | sm = | 13.44 cm | |
| Deformazione media nel c.l.s | esm = | 0.000012 mm | |
| APERTURA MEDIA DI FESSURA | Wm = | 0.00 mm | |
| VALORE DI CONFRONTO | W ₂ = | 0.2 mm | |
| APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA | Wk = | 0.00 mm | |
| VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO $W_k < W_2$ | | | |

8.2.3 Appoggio

| Sezione a Momento Negativo | | | |
|--|----------|-----------------------|----------------------------|
| <u>Dimensioni della sezione di calcolo</u> | | | |
| Altezza totale | h= | | 28 cm |
| Altezza utile | d= | | 24.5 cm |
| Larghezza di calcolo | b= | | 100 cm |
| Area Acciaio teso | As= | | 15.07 cm ² |
| Area Acciaio compresso | As'= | | 10.05 cm ² |
| lembo superiore: | | 1 Φ 16/20 + 1 Φ 16/40 | |
| lembo inferiore: | | 1 Φ 16/20 | |
| Calcestruzzo | Rck = | | 450 daN/cm ² |
| Copriferro teso (da baric arm tesa) | c= | | 3.5 cm |
| Copriferro compresso (da baric arm compr) | d'= | | 2.5 cm |
| Momento sollecitante comb. frequente | Mf | | 30.00 kN m |
| Momento sollecitante comb. Quasi permanente | Mq.p. | | 1.00 kN m |
| asse neutro (distanza dal bordo compresso) | x= | | 7.74 cm |
| Momento di inerzia della sezione omog. | Ji= | | 83100 cm ⁴ |
| Area omogeneizzata | Ai= | | 1151.1 cm ² |
| Verifica a flessione | | | |
| <u>Tensione di prima fessurazione</u> | | | |
| Tensione nell'acciaio teso | σsI= | | 2046.8 daN/cm ² |
| <u>Verifica di combinazione frequente:</u> | | | |
| Tensione nel calcestruzzo | σcII= | | -28.0 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 1 | σs1II= | | 0 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3 | σs2-3II= | | 907.4 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - complessiva | σsII= | | 907.4 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio compresso | σs'II= | | -283.9 daN/cm ² |

Verifica combinazione quasi permanente:

| | | |
|--|----------------------|--------------------------|
| Tensione nel calcestruzzo | $\sigma_{cIII} =$ | -0.9 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 1 | $\sigma_{s1III} =$ | 0 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3 | $\sigma_{s2-3III} =$ | 30.2 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio teso - complessiva | $\sigma_{sIII} =$ | 30.2 daN/cm ² |
| Tensione nell'acciaio compresso | $\sigma_{s'III} =$ | -9.5 daN/cm ² |

Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

| | | |
|---------------------------------------|-------------|------------------------|
| diametro medio barre tese | $\Phi_t =$ | 1.60 cm |
| interasse medio barre tese | $f_c =$ | 13.33 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 | $y_{gf} =$ | 7.74 cm |
| baric. sez. int. reag. dal lembo inf. | $y_g =$ | 14.20 cm |
| asse neutro x | $y_n =$ | 7.74 cm |
| braccio coppia interna | $z =$ | 21.92 cm |
| Momento d'inerzia sezione fess. | $I_f =$ | 83100 cm ⁴ |
| Momento d'inerzia sez.inter.reag. | $I_i =$ | 227791 cm ⁴ |
| Momento di prima fess. a fless. | $M_{1f} =$ | 6767 daN m |
| Momento di prima fess. a traz. | $M_{1t} =$ | 5639 daN m |
| Momento di formaz. fessure | $M_{ff} =$ | 3872 daN m |
| | $b_{eff} =$ | 100 cm |
| | $d_{eff} =$ | 10.13 cm |
| Area efficace | $A_{eff} =$ | 1013 cm ² |

Verifica combinazione frequente

| | | |
|--|-------------------|----------|
| | k2 = | 0.4 |
| | k3 = | 0.125 |
| | $\beta_1 =$ | 1 |
| | $\beta_2 =$ | 0.5 |
| Distanza media tra le fessure | srm = | 13.44 cm |
| Deformazione media nel c.l.s | $\epsilon_{sm} =$ | 0.000176 |
| APERTURA MEDIA DI FESSURA | Wm = | 0.02 mm |
| VALORE DI CONFRONTO | W ₁ = | 0.30 mm |
| APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA | Wk = | 0.04 mm |
| VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO Wk < W1 | | |

Verifica combinazione quasi permanente:

| | | |
|--|-------------------|-------------|
| | k2 = | 0.4 |
| | k3 = | 0.125 |
| | $\beta_1 =$ | 1 |
| | $\beta_2 =$ | 0.5 |
| Distanza media tra le fessure | srm = | 13.44 cm |
| Deformazione media nel c.l.s | $\epsilon_{sm} =$ | 0.000006 mm |
| APERTURA MEDIA DI FESSURA | Wm = | 0.00 mm |
| VALORE DI CONFRONTO | W ₂ = | 0.2 mm |
| APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA | Wk = | 0.00 mm |
| VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO Wk < W2 | | |

9 VERIFICHE DI RESISTENZA (S.L.U.)

Nelle verifiche di resistenza di seguito riportate, cautelativamente, si trascura il contributo dell'armatura superiore costituente i correnti superiori de trallici delle predalles.

9.1 Sezioni di verifica per le sezioni correnti

9.1.1 Sbalzo

Ferri superiori: 1 ϕ 16/20 + 1 ϕ 16/20
 Ferri inferiori: 1 ϕ 16/20 (annegato nella predalles)

Si riportano di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto nella condizione A1 STR.

$M = -142$ kNm

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

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 | 28 | 1 | 25.76 | 3.8 |
| | | | 2 | 20.11 | 25 |

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -142 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

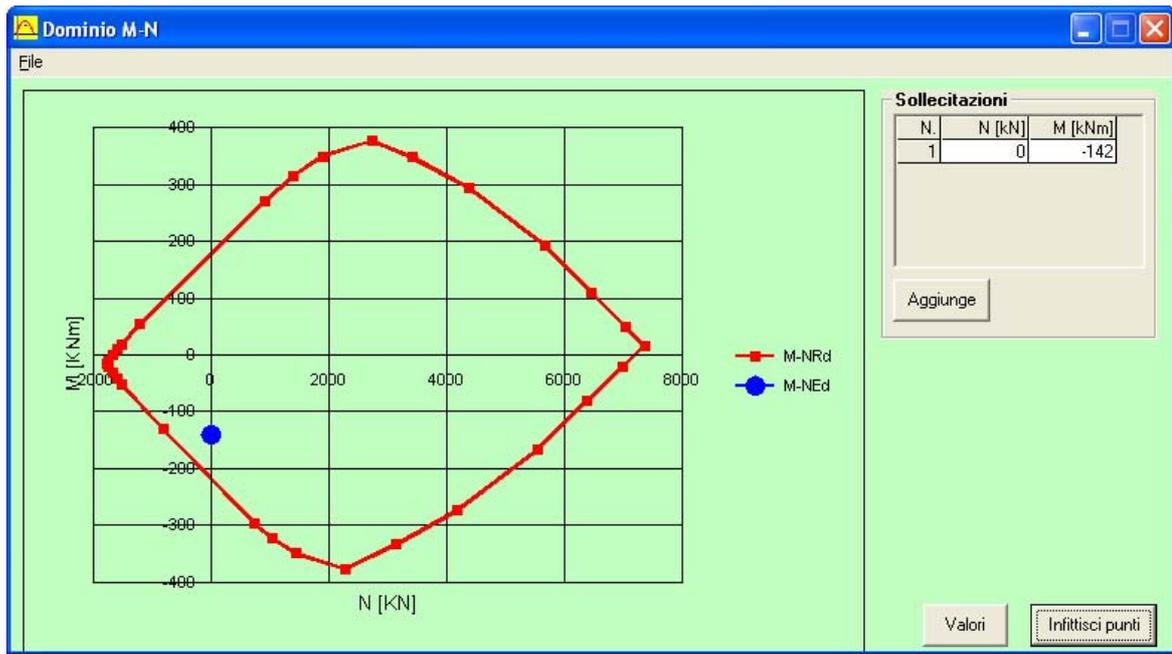
Tipo flessione
 Retta Deviata

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 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -222.2 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 17.51 ‰
 d 24.2 cm
 x 4.032 x/d 0.1666
 δ 0.7

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



9.1.2 Campata

Ferri superiori: 1 ϕ 16/20Ferri inferiori: 1 ϕ 16/40 + 1 ϕ 16/20 (annegato nella predalles)

Si riportano di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto nella condizione A1 STR.

M= + 99 kNm

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

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

Titolo: _____

N° strati barre 3 Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 100 | 28 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 10.05 | 3.8 |
| 2 | 5.03 | 21.2 |
| 3 | 10.5 | 25 |

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 99 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C35/45**

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

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

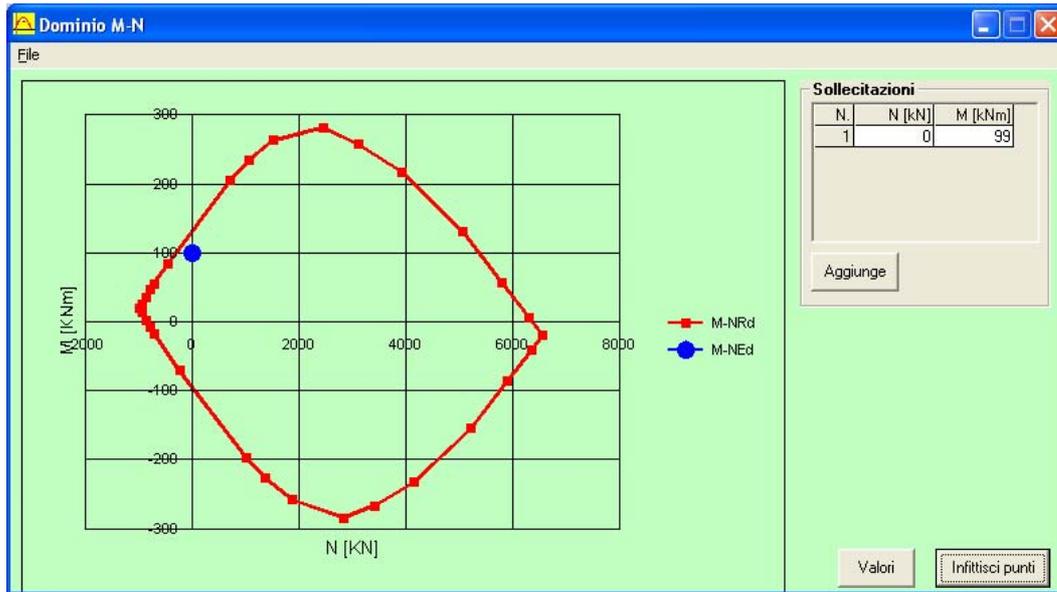
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd} 134.9 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 19.58 ‰
d 25 cm
x 3.792 x/d 0.1517
 δ 0.7



9.1.3 Appoggio

Ferri superiori: 1 ϕ 16/20 + 1 ϕ 16/40Ferri inferiori: 1 ϕ 16/20

Si riportano di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto nella condizione A1 STR.

M= - 55 kNm

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

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 | 28 | 1 | 15.08 | 3.8 |
| | | | 2 | 10.05 | 21.2 |

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

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -53 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

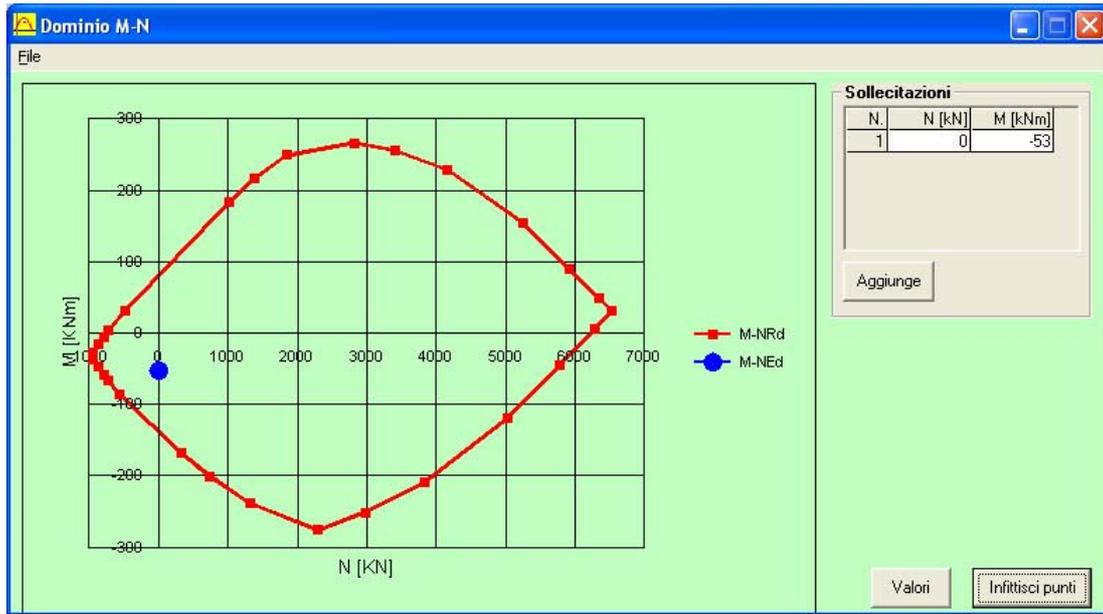
Tipologia flessione:
 Retta Deviata

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 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -141 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 13.06 ‰
d 24.2 cm
x 5.116 w/d 0.2114
 δ 0.7042

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



9.2 Sezioni di verifica per le sezioni d'estremità

9.2.1 Sbalzo

Ferri superiori: 1 \varnothing 20/20 + 1 \varnothing 20/20

Ferri inferiori: 1 \varnothing 20/20 + (1 \varnothing 16/20 annegato nella predalles)

Si riportano di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto nella condizione A1 STR.

$$M = -235 \text{ daNm}$$

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

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

Titolo:

N° strati barre Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] | N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|--------|--------|----|----------|--------|
| 1 | 100 | 28 | 1 | 31.42 | 3.8 |
| | | | 2 | 15.71 | 21.2 |
| | | | 3 | 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

Materiali

 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} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

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

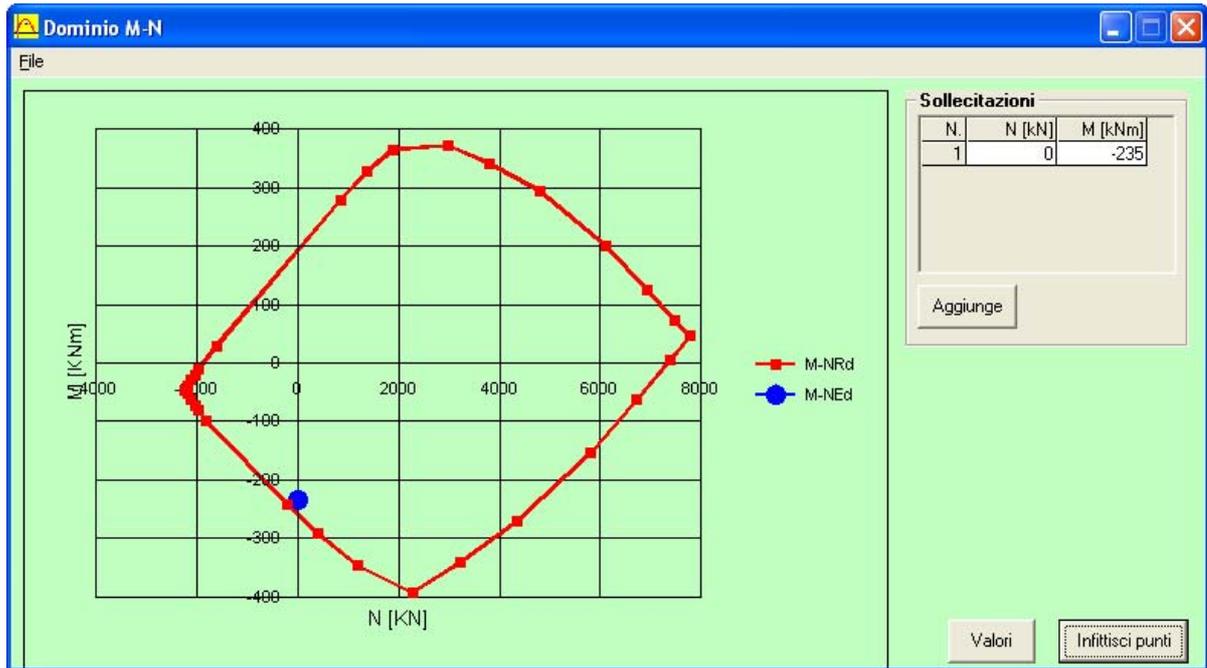
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm

Precompresso



9.2.2 Campata

Ferri superiori: 1 \varnothing 20/20

Ferri inferiori: 1 \varnothing 20/20 + (1 \varnothing 16/20 annegato nella predalles)

Si riportano di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto nella condizione A1 STR.

$M = + 138$ daNm

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

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

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] | N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|--------|--------|----|----------|--------|
| 1 | 100 | 28 | 1 | 15.71 | 3.8 |
| | | | 2 | 15.71 | 21.2 |
| | | | 3 | 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}

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

L_o cm

Precompresso

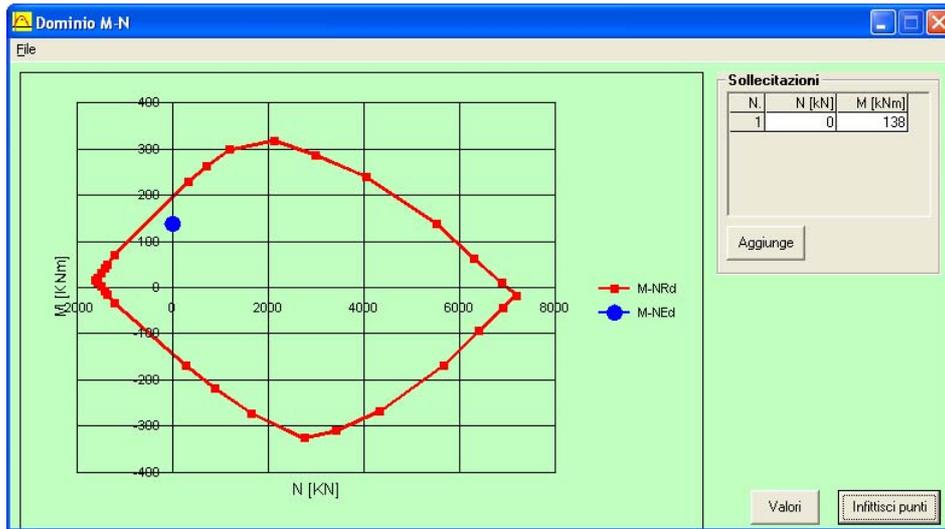
Materiali

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} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

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



9.2.3 Appoggio

Ferri superiori: 1 ϕ 20/20 + 1 ϕ 20/20
 Ferri inferiori: 1 ϕ 20/20

Si riportano di seguito il dominio di resistenza della sezione soggetta al momento di progetto nella condizione A1 STR.

$M = -98$ daNm

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

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 | 28 | 1 | 15.71 | 3.8 |
| | | | 2 | 15.71 | 21.2 |

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -98 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

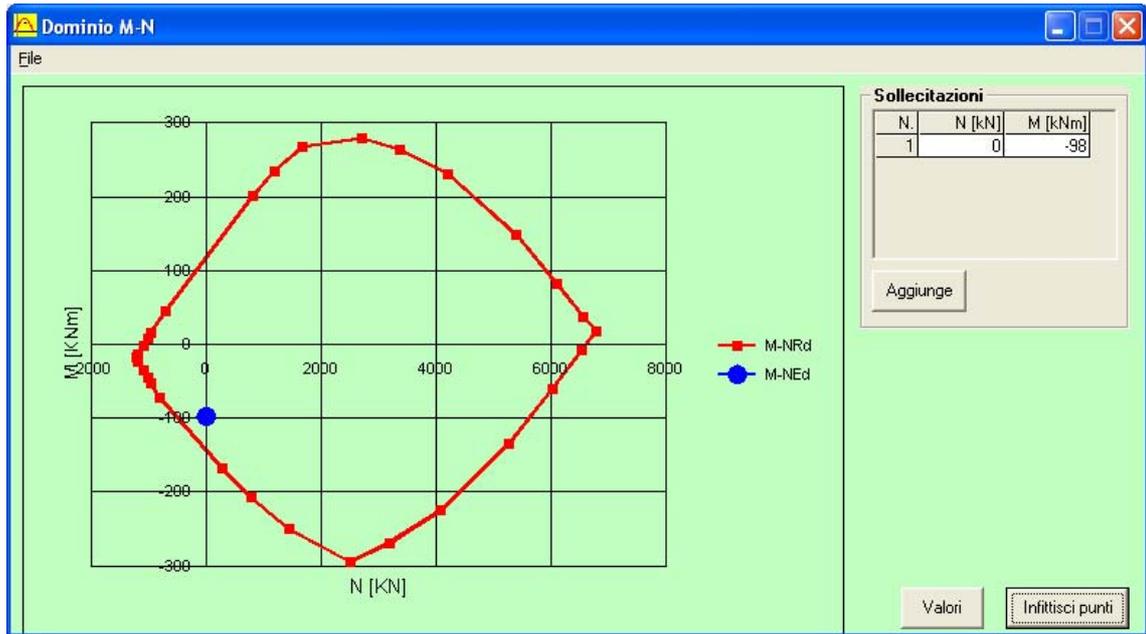
Materiali

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -146.7 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 11.96 ‰
 d 24.2 cm
 x 5.479 x/d 0.2264
 δ 0.723



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

10.1 Verifica sezione corrente

| Verifica a Taglio soletta secondo DM 14.01.2008 | | | |
|---|---------|--------------------|--|
| $R_{ck} =$ | 450 | kg/cm ² | |
| $f_{cd} =$ | 249 | kg/cm ² | |
| $f_{cd} =$ | 125 | kg/cm ² | resistenza a compressione ridotta |
| $\alpha_c =$ | 1 | | coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente |
| $f_{yd} =$ | 3063 | kg/cm ² | portata residua dei tralicci da analisi traliccio i fase I |
| $h =$ | 28 | cm | altezza della soletta |
| $h_t =$ | 18 | cm | altezza del traliccio |
| $c =$ | 3 | cm | copriferro armatura superiore |
| $d =$ | 25 | 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 |
| $\alpha =$ | 60.9 | ° | inclinazione dei diagonali del traliccio sull'orizzontale |
| $\alpha =$ | 1.06 | rad | |
| Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è | | | |
| $\theta =$ | 11.95 | ° | inclinazione dei puntoni d'anima |
| $V_{rsd} =$ | 634 | kN | taglio trazione |
| $V_{rcd} =$ | 634 | kN | taglio compressione |
| $ctg \theta =$ | 4.73 | | => si assume $ctg \theta = 2.5$ |
| $V_{rsd} =$ | 36144 | daN | |
| $V_{rcd} =$ | 118060 | daN | |
| $V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}]$ | 361.442 | kN | |
| V_{ed} | 230 | kN | $V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$ verifica soddisfatta |

10.2 Verifica sezioni d'estremità

| Verifica a Taglio soletta secondo DM 14.01.2008 | | |
|---|-------------------------|--|
| $R_{ck} =$ | 450 kg/cm ² | |
| $f_{cd} =$ | 249 kg/cm ² | |
| $f'_{cd} =$ | 125 kg/cm ² | resistenza a compressione ridotta |
| $\alpha_c =$ | 1 | coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente |
| $f_{yd} =$ | 3063 kg/cm ² | portata residua dei tralicci da analisi traliccio i fase I |
| $h =$ | 28 cm | altezza della soletta |
| $h_t =$ | 18 cm | altezza del traliccio |
| $c =$ | 3 cm | copriferro armatura superiore |
| $d =$ | 25 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 |
| $\alpha =$ | 60.9 ° | inclinazione dei diagonali del traliccio sull'orizzontale |
| $\alpha =$ | 1.06 rad | |
| Il valore di θ che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione V_{sd} e a taglio compressione V_{cd} è | | |
| $\theta =$ | 11.95 ° | inclinazione dei puntoni d'anima |
| $V_{rsd} =$ | 634 daN | taglio trazione |
| $V_{rcd} =$ | 634 daN | taglio compressione |
| $ctg \theta =$ | 4.73 | => si assume $ctg \theta = 2.5$ |
| $V_{rsd} =$ | 36144 daN | |
| $V_{rcd} =$ | 118060 daN | |
| $V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rdc}]$ | 361 kN | |
| V_{ed} | 427 kN | Verifica non soddisfatta: inserire armature aggiuntive a taglio |

| Verifica a taglio con armature aggiuntive | | |
|---|-------------------------|---|
| $R_{ck} =$ | 450 kg/cm ² | |
| $f_{cd} =$ | 249 kg/cm ² | |
| $f_{cd} =$ | 125 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 |
| $h =$ | 28 cm | altezza della soletta |
| $c =$ | 3 cm | copriferro armatura superiore |
| $d =$ | 25 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 | | |
| $\theta =$ | 14.38 ° | inclinazione dei puntoni d'anima |
| $V_{rsd} =$ | 674 daN | taglio trazione |
| $V_{rcd} =$ | 674 daN | taglio compressione |
| ctg $\theta =$ | 3.90 | => si assume ctg θ = 2.5 |
| $V_{rsd} =$ | 43218 daN | |
| $V_{rcd} =$ | 96595 daN | |
| $V_{rd} = \min[V_{rsd} ; V_{rcd}]$ | 794 kN | tenuto conto di traliccio e armature aggiuntive |
| V_{ed} | 393 kN | $V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$ verifica soddisfatta |