

COMMITTENTE



DIREZIONE INVESTIMENTI

PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BAULADU

VIADOTTO VI02 IN C.A.P


*Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni*

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

**R R 0 H** **0 1** **D** **1 3** **CL** **VI 0 2 0 4** **0 0 1** **B**

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
B	Emissione a seguito parere CSLPP	P.Tortolini	Novembre 2018	A. Ciavarella	Novembre 2018	T.Paoletti	Novembre 2018	L. Berardi Novembre 2018 
A	Emissione Esecutiva	P.Tortolini	Marzo 2018	A. Ciavarella	Marzo 2018	T.Paoletti	Marzo 2018	

File: RR0H01D13CLVI0204001B.docx

n. Elab.:

## *INDICE*

1	INTRODUZIONE .....	7
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	14
3	MATERIALI .....	15
3.1	Calcestruzzo .....	15
3.2	Acciaio da armatura ordinaria .....	16
3.3	Acciaio armonico stabilizzato per trefoli .....	16
4	CARATTERISTICHE DEI TERRENI.....	17
4.1	Terreno di fondazione .....	17
4.2	Terreno a tergo della spalla.....	17
5	ANALISI DEI CARICHI .....	18
5.1	Carichi da impalcato .....	18
5.1.1	Pesi strutturali impalcato (G1).....	18
5.1.2	Carichi permanenti portati impalcato (G2).....	18
5.1.3	Azioni variabili da traffico ferroviario.....	19
5.1.4	Vento impalcato.....	22
5.1.5	Resistenze parassite appoggi impalcato.....	24
5.2	Azione sismica (E).....	24
6	ANALISI GLOBALE SPALLA A.....	27
6.1	Coefficienti di spinta del terreno.....	27
6.1.1	Fase statica.....	27
6.1.2	Fase sismica.....	27
6.2	Carichi da spalla.....	28
6.2.1	Peso proprio della struttura.....	29

6.2.2	Peso proprio del rinterro .....	29
6.2.3	Peso proprio dei sovraccarichi permanenti .....	29
6.2.4	Sovraccarichi accidentali .....	29
6.2.5	Spinta permanente a tergo della spalla .....	30
6.2.6	Spinta del sovraccarico permanente .....	30
6.2.7	Spinta del sovraccarico accidentale .....	30
6.2.8	Azioni sismiche .....	30
6.2.9	Scarichi degli appoggi .....	31
6.3	Azioni agenti all'intradosso della fondazione.....	31
6.3.1	Coefficienti di combinazione.....	33
6.3.2	Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso) .....	35
7	VERIFICHE GEOTECNICHE SPALLA A.....	36
7.1	Sollecitazioni di calcolo .....	36
7.2	Verifica a capacità portante.....	36
7.3	Verifica a scorrimento.....	38
8	VERIFICA A RIBALTAMENTO SPALLA A.....	40
8.1	Verifica a ribaltamento in condizioni statiche.....	40
8.2	Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche.....	43
9	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE SPALLA A.....	48
9.1	Sollecitazioni combinate intradosso fondazione.....	48
9.2	Verifiche strutturali del plinto.....	48
9.2.1	Verifica a flessione SLU – SLE.....	50
9.2.2	Verifica a taglio SLU.....	52
10	VERIFICA DEI MURI DI ELEVAZIONE SPALLA A.....	54

10.1	Modello di calcolo .....	54
10.2	Carichi applicati e combinazioni.....	55
•	Spinta statica .....	55
•	Spinta sismica .....	55
•	Spinta carichi permanenti .....	55
•	Spinta carichi accidentali .....	55
10.3	Verifica del muro frontale.....	56
10.3.1	Verifica a flessione SLU- SLV .....	59
10.3.2	Verifica a taglio SLU.....	61
10.3.3	Verifica fessurazione SLE .....	62
10.4	Verifica del paraghiaia .....	63
10.4.1	Verifica a flessione SLU.....	66
10.4.2	Verifica a taglio SLU.....	68
10.4.3	Verifica fessurazione SLE .....	69
10.5	Verifica del muro andatore.....	71
10.5.1	Verifica a flessione SLU.....	76
10.5.2	Verifica a taglio SLU.....	79
10.5.3	Verifica fessurazione SLE .....	80
11	ANALISI GLOBALE SPALLA B .....	82
11.1	Coefficienti di spinta del terreno.....	82
11.1.1	Fase statica.....	82
11.1.2	Fase sismica.....	82
11.2	Carichi da spalla.....	83
11.2.1	Peso proprio della struttura .....	84

11.2.2	Peso proprio del rinterro .....	84
11.2.3	Peso proprio dei sovraccarichi permanenti .....	84
11.2.4	Sovraccarichi accidentali .....	84
11.2.5	Spinta permanente a tergo della spalla .....	85
11.2.6	Spinta del sovraccarico permanente .....	85
11.2.7	Spinta del sovraccarico accidentale .....	85
11.2.8	Azioni sismiche .....	85
11.2.9	Scarichi sugli appoggi.....	86
11.3	Azioni agenti all'intradosso della fondazione.....	86
11.3.1	Coefficienti di combinazione.....	88
11.3.2	Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso) .....	90
12	VERIFICHE GEOTECNICHE SPALLA B.....	91
12.1	Sollecitazioni di calcolo .....	91
12.2	Verifica a capacità portante.....	91
12.3	Verifica a scorrimento.....	94
13	VERIFICA A RIBALTAMENTO SPALLA B.....	95
13.1	Verifica a ribaltamento in condizioni statiche.....	95
13.2	Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche.....	98
14	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE SPALLA B.....	102
14.1	Sollecitazioni combinate intradosso fondazione.....	102
14.2	Verifiche strutturali del plinto.....	102
14.2.1	Verifica a flessione SLU – SLE.....	104
14.2.2	Verifica a taglio SLU.....	106
15	VERIFICHE DELLE ELEVAZIONI SPALLA B .....	108

15.1	Modello di calcolo .....	108
15.2	Carichi applicati e combinazioni.....	109
15.2.1	Spinta statica .....	109
15.2.2	Spinta sismica .....	109
15.2.3	Spinta carichi permanenti .....	109
15.2.4	Spinta carichi accidentali .....	109
15.3	Verifica del muro frontale.....	110
15.3.1	Verifica a flessione SLU- SLV .....	112
15.3.2	Verifica fessurazione SLE .....	116
15.4	Verifica del paraghiaia .....	117
15.4.1	Verifica a flessione SLU.....	120
15.4.2	Verifica a taglio SLU.....	122
15.4.3	Verifica fessurazione SLE .....	123
15.5	Verifica del muro andatore.....	125
15.5.1	Verifica a flessione SLU.....	129
15.5.2	Verifica a taglio SLU.....	132
15.5.3	Verifica fessurazione SLE .....	132
16	INCIDENZA ARMATURE .....	134

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta le analisi e verifiche che hanno condotto al dimensionamento delle spalle del viadotto VI02 della variante di Bauladu, nell'ambito del progetto definitivo relativo alla "Velocizzazione linea San Gavino - Sassari - Olbia".

L'opera è funzionale ad un linea ferroviaria di categoria D4, con velocità di progetto di 140 Km/h.

Il viadotto è composto da 7 campate realizzate con travi poggiate in c.a.p. di luce 25m. Le spalle sono di tipo scatolare con fondazioni dirette .

La spalla A presenta un plinto di fondazioni di dimensioni 10.5x9.6x2.5m, mentre il muro frontale ha uno spessore di 2.3m ed altezza 8.8m, infine i muri di risvolto presentano spessori variabili pari a : 0.6m - 1.5m - 2.0m. Il paraghiaia ha uno spessore di 0.5m ed altezza pari a circa 3.

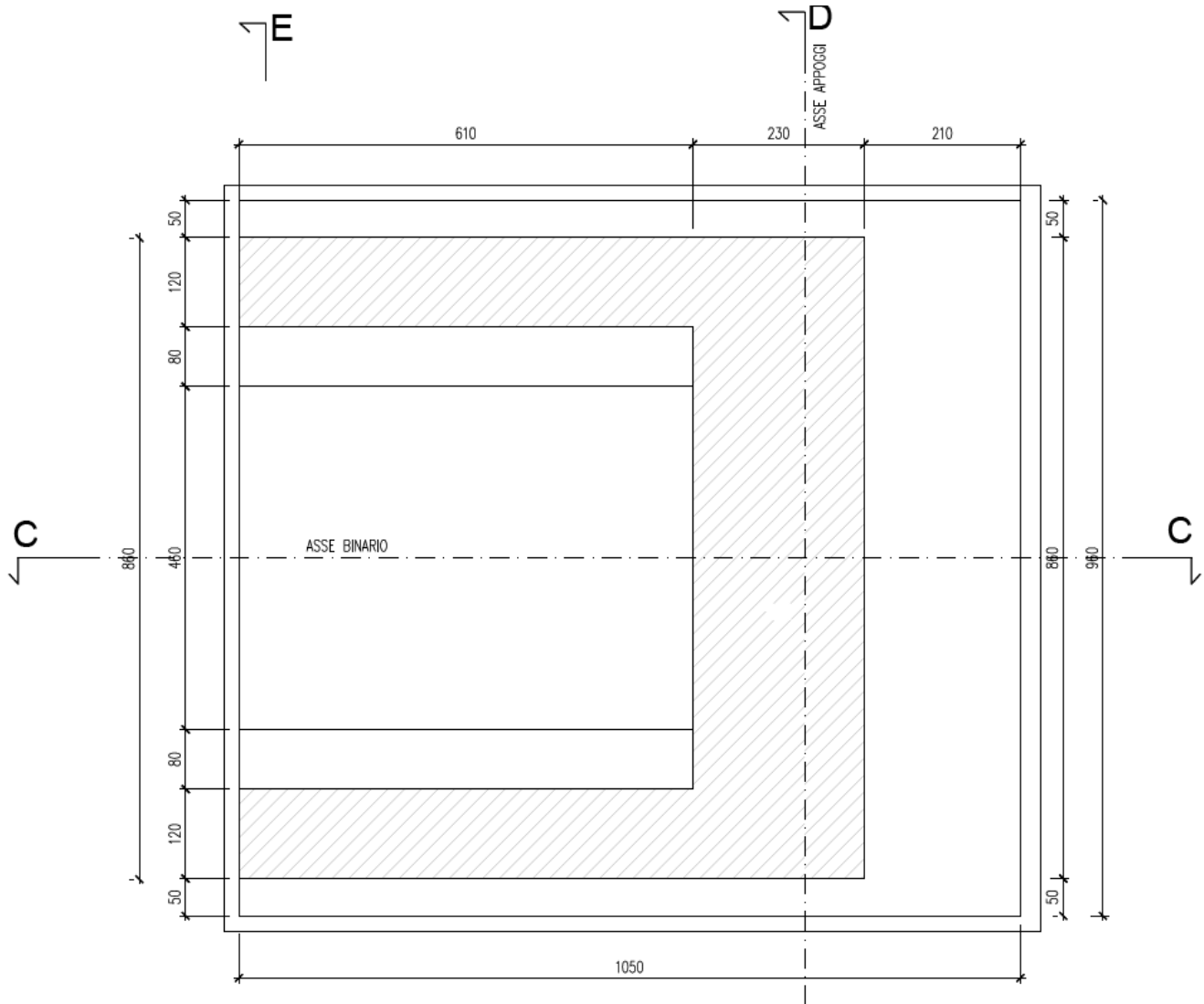
La spalla B presenta un plinto di fondazioni di dimensioni 8.75x9.6x2.0m, mentre il muro frontale ha uno spessore di 1.90m ed altezza 6.5m, infine i muri di risvolto presentano spessori variabili pari a : 0.6m - 1.5m . Il paraghiaia ha uno spessore di 0.5m ed altezza pari a circa 3.

La spalla B presenta appoggi longitudinali di tipo fisso, mentre la spalla opposta (Spalla A) ha appoggi mobili.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	8 di 134



**Figura 1: Pianta fondazione spalla A**





VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0204001

B

10 di 134

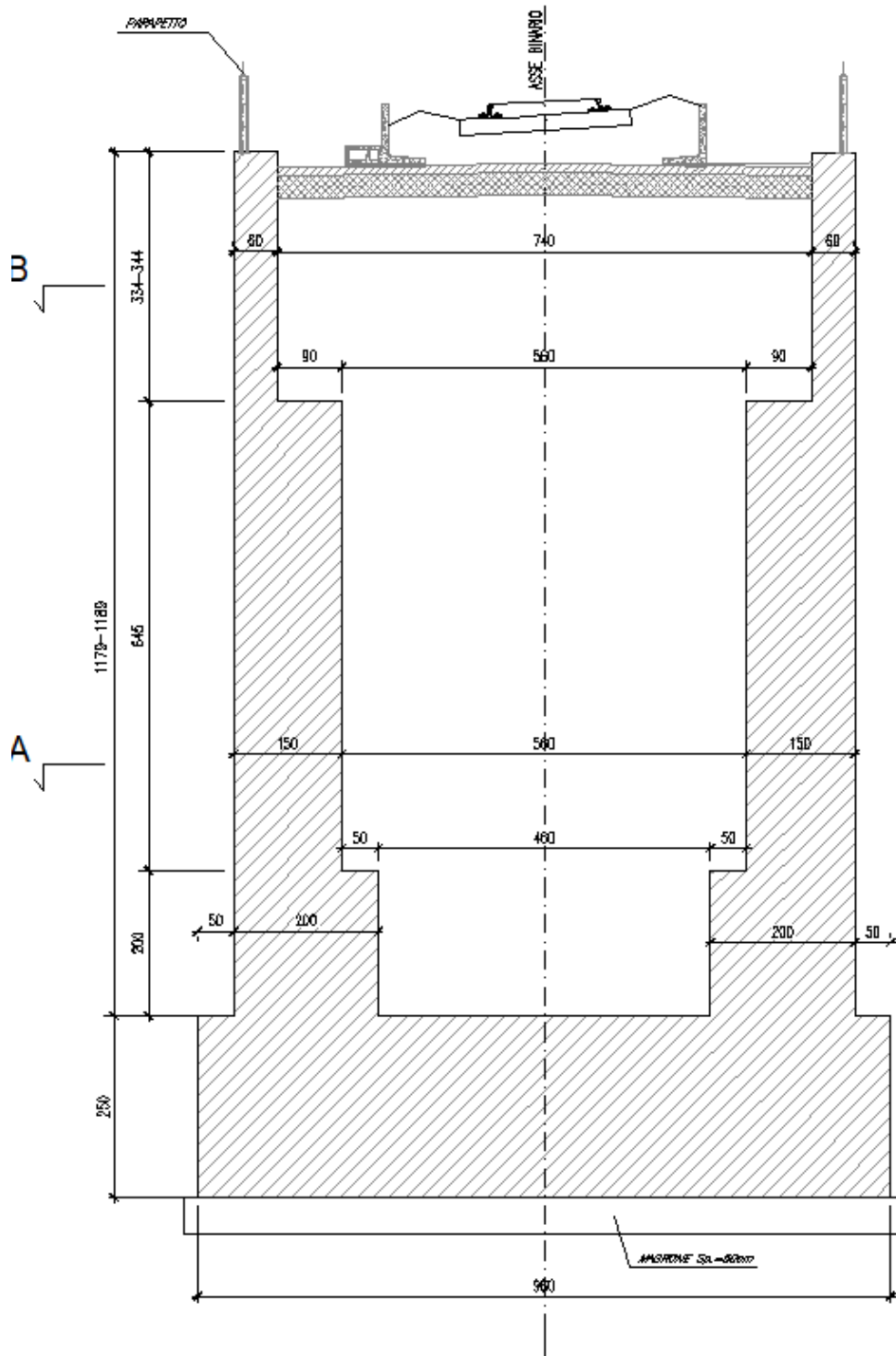


Figura 3: Sezione trasversale spalla A

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0204001

B

11 di 134

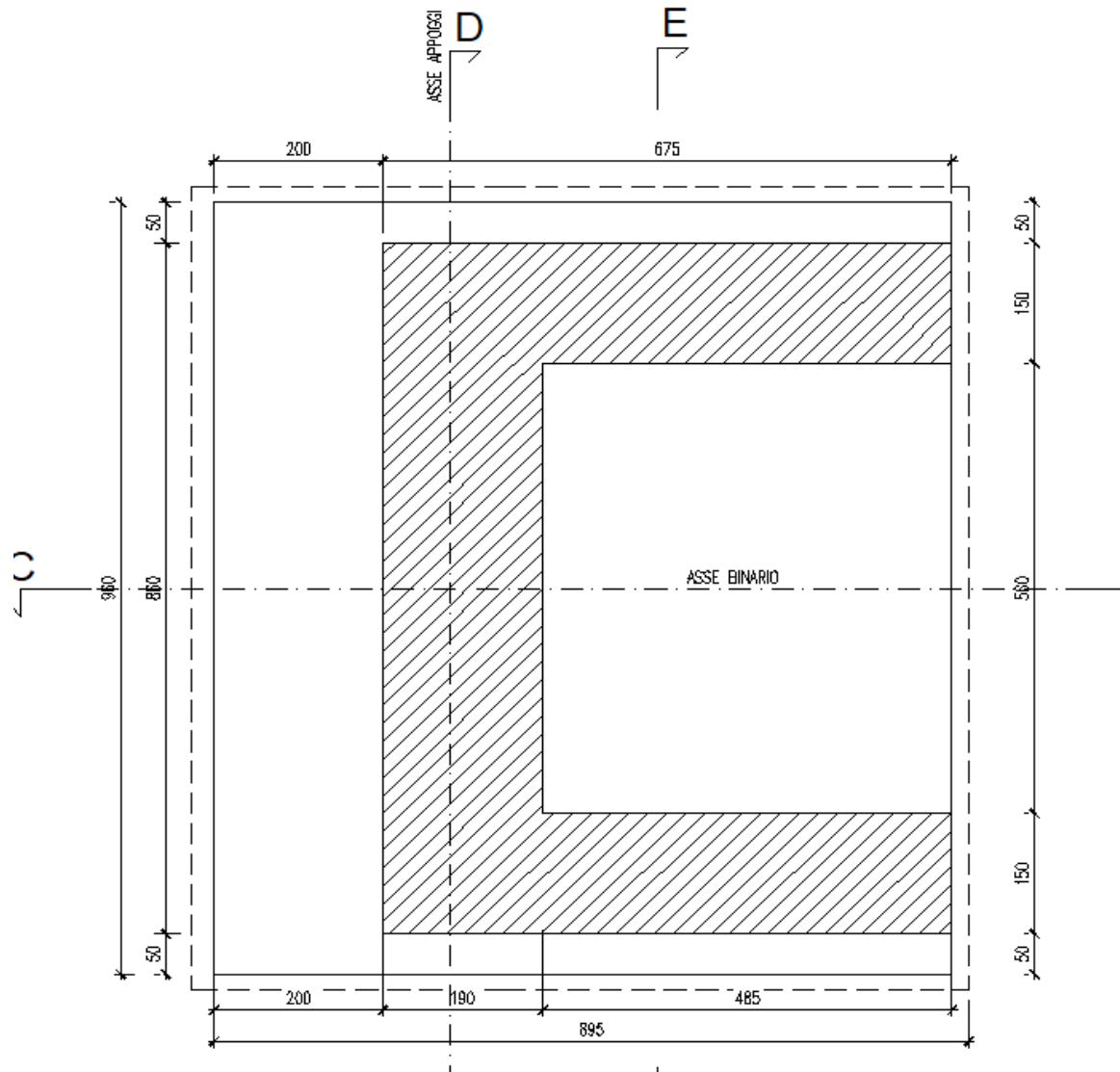


Figura 4: Pianta fondazione spalla B



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	13 di 134

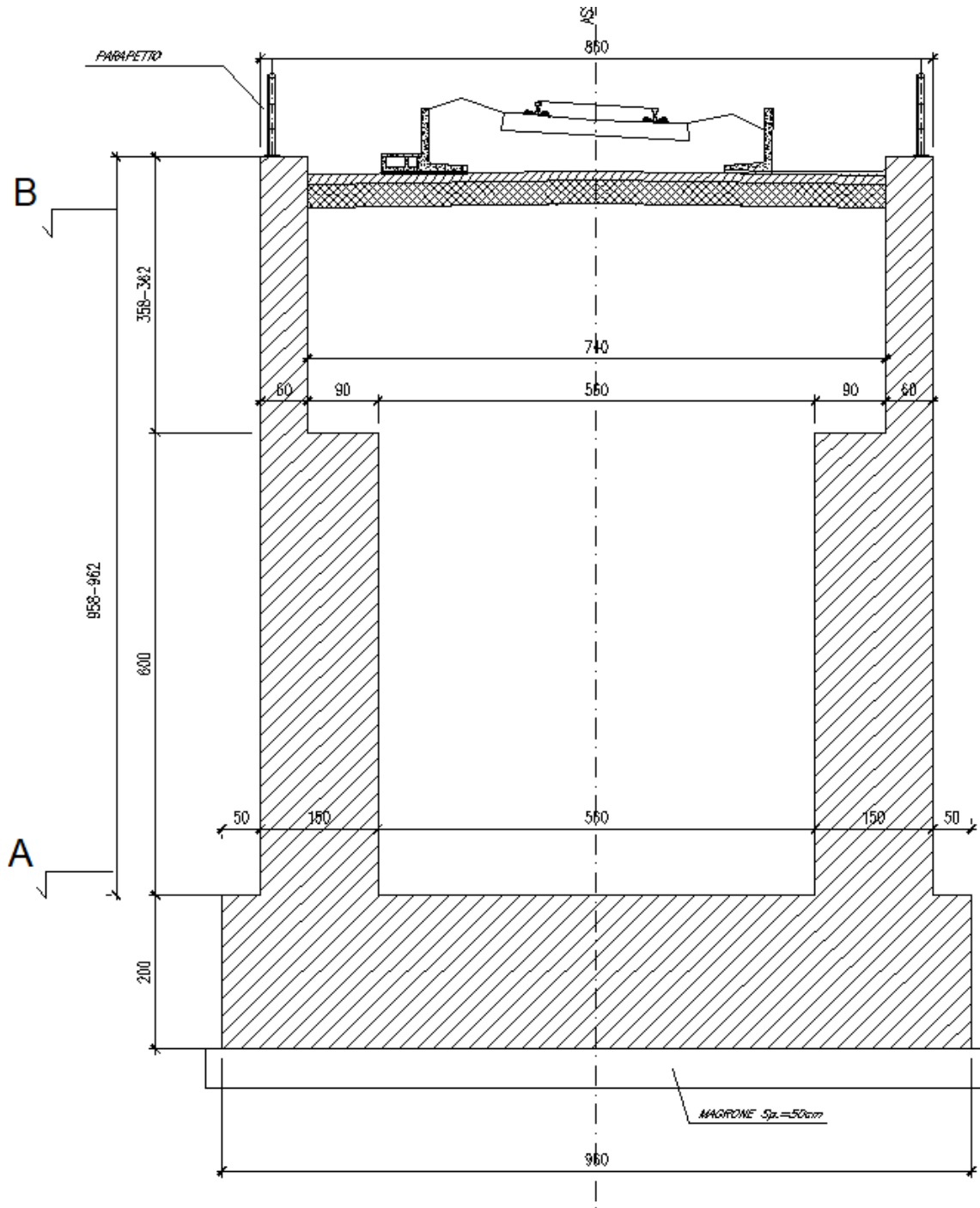


Figura 6: Sezione trasversale spalla B

## 2      **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- D.P.R. n. 380/2001 – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia;
- D.M. del 14.01.2008 “*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*” (G.U. n.29 del 04.02.2008);
- Circolare del 02.02.2009 contenente le istruzioni per le l’applicazione delle “*Nuove norme tecniche per le costruzioni*” di cui al D.M. del 14.01.2008 (G.U. n.47 del 26.02.2009).
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A: “*Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.2 : Ponti e strutture* “ del 30/12/2016.
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A: *Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.3. : Corpo stradale*” del 30/12/2016.
- Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “*infrastruttura*” del sistema ferroviario dell’Unione Europea.
- EN 1991-2 “*Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2 : carichi da traffico sui ponti*”
- EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1 : Regole generali e regole per edifici*”
- EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi.*”
- EN 1993-1 “*Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1 : Regole generali e regole per edifici*”
- EN 1993-1-8 “*Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti*”
- EN 1993-1-9 “*Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Fatica*”
- EN 1993-2 “*Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2 : Ponti di acciaio*”
- EN 1994-2 “*Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio- calcestruzzo - Parte 2 : Ponti*”
- EN 1997-1 “*Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1 : Regole generali.*”
- UNI EN 1337 – *Appoggi strutturali.*

### 3 MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

- *Travi prefabbricate*

Classe C45/55

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 25.5 \text{ Mpa}$

Modulo elastico  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 36 \text{ Gpa}$

Classe di esposizione = XC3

Classe di consistenza min = S4

Rapporto  $a/c_{max} = 0.45$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 35 mm

Copriferro minimo armatura pretesa = 50 mm

- *Soletta d'impalcato*

Classe C32/40

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.1 \text{ Mpa}$

Modulo elastico  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33 \text{ Gpa}$

Classe di esposizione = XC3

Classe di consistenza min = S4

Rapporto  $a/c_{max} = 0.55$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- *Getti in elevazione di pile e spalle (compresi baggioli e ritegni)*

Classe C32/40

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.1 \text{ Mpa}$

Modulo elastico  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33 \text{ Gpa}$

Classe di esposizione = XC4

Classe di consistenza min = S3

Rapporto  $a/c_{\max} = 0.50$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- *Getti di fondazione*

Classe C25/30

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.2$  Mpa

Modulo elastico  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31$  Gpa

Classe di esposizione = XC2

Classe di consistenza min = S3

Rapporto  $a/c_{\max} = 0.60$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- *Magrone*

Classe C12/15

Classe di esposizione = X0

### 3.2 Acciaio da armatura ordinaria

Acciaio tipo B450 C ( $f_{yk} = 450$  MPa)

Tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391$  Mpa

Modulo elastico  $E_s = 200$  Gpa

### 3.3 Acciaio armonico stabilizzato per trefoli

Tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk} = 1860$  Mpa

Tensione di snervamento di calcolo  $f_{p(1)k} = 1670$  Mpa

Modulo elastico  $E_s = 195$  Gpa



## 4 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

### 4.1 Terreno di fondazione

Con riferimento alla relazione geotecnica e al profilo geotecnico allegati al presente progetto, sono state assunti i seguenti parametri di calcolo relativi allo strato di terreno su cui sono state intestate le fondazioni delle sottostrutture.

**Tratta Geotecnica : 7**

**Strato : Basalto alterato/Andesiti alterate (BSTalt/ ANDalt)**

$$\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi' = 63^\circ$$

$$c' = 266 \text{ Kpa}$$

Ai fini delle verifiche geotecniche, a vantaggio di sicurezza, il contributo della coesione del terreno di fondazione viene trascurato.

### 4.2 Terreno a tergo della spalla

Le caratteristiche meccaniche adottate sono quelle specificate nel manuale di progettazione del corpo stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A) relativamente ai rilevati ferroviari:

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$c' = 0 \text{ Kpa}$$

## 5 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le corrispondenti verifiche degli elementi strutturali dell'opera.

Sono stati adottati i seguenti pesi specifici dei materiali da costruzione:

Cemento armato :  $\gamma_c = 25.00 \text{ KN/m}^3$

Acciaio strutturale :  $\gamma_s = 78.50 \text{ KN/m}^3$

### 5.1 Carichi da impalcato

#### 5.1.1 *Pesi strutturali impalcato (G1)*

Considerata la geometria dell'impalcato in oggetto per la singola campata si hanno i seguenti carichi strutturali:

Travi cap (30 kN/m / trave\*) =  $2 * 30 \text{ KN/m} = \mathbf{60.00 \text{ KN/m}}$

Soletta in ca (spessore medio 28 cm) =  $0.28 \text{ m} * 8.60 \text{ m} * 25 \text{ KN/m} = \mathbf{60.20 \text{ KN/m}}$   
**120.20 KN/m**

\* compresi i trasversi di collegamento delle travi in cap

**Il peso totale G1 per l'impalcato da 25m è dunque 3005 KN.**

#### 5.1.2 *Carichi permanenti portati impalcato (G2)*

Il peso proprio della sovrastruttura ferroviaria (armamento, ballast, impermeabilizzazione, etc..) viene valutato tramite un peso di volume a pari a  $20 \text{ kN/m}^3$  (ponte in curva) applicato ad un'altezza convenzionale di 0.8m .

Sovrastruttura ferroviaria  $0.8 \text{ m} * 3.7 \text{ m} * 20 \text{ KN/m}^3 = \mathbf{59.2 \text{ KN/m}}$

Muretti per marciapiedi FFP  $2 * 0.3 \text{ m} * 1.4 \text{ m} * 25 \text{ KN/m}^3 = \mathbf{21 \text{ KN/m}}$

Grigliato marciapiede FFP (50 kg/m<sup>2</sup> compresi i profili di supporto)  $2 * 2.0 \text{ m} * 0.5 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{2.0 \text{ KN/m}}$

Barriere parapetto  $2 * 2.5 \text{ KN/m} = \mathbf{5.0 \text{ KN/m}}$

Canalette portacavi (2.0 KN/m) **2.0 KN/m**

**89.20 KN/m**

**Il peso totale G2 per l'impalcato da 25m è dunque 2230 KN.**

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

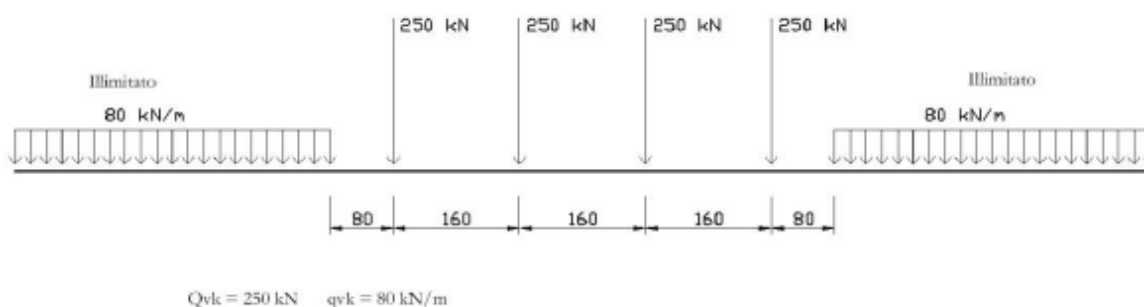
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	19 di 134

### 5.1.3 Azioni variabili da traffico ferroviario

Di seguito sono illustrati i modelli di traffico adottati per il calcolo delle sollecitazioni.

#### Traffico normale: Treno LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta articolato come da figura seguente:



**Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71**

Per questo modello è prevista un'eccentricità di applicazione del carico rispetto all'asse teorico del binario pari a  $s/18$  ( $s = 1435 \text{ mm}$ , scartamento):

$$e_{LM71} = 80 \text{ mm}$$

I valori caratteristici del carico LM71 summenzionati devono essere incrementati per il coefficiente di adattamento  $\alpha = 1.1$

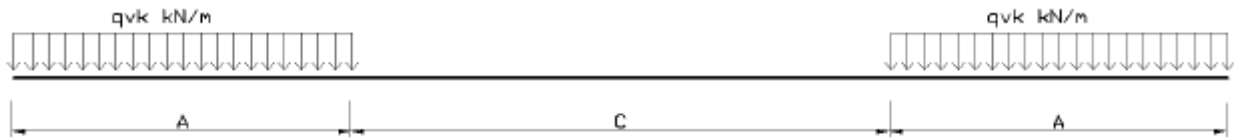
#### Traffico pesante: Treno SW/2

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e risulta articolato come da figura seguente:

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	20 di 134



*Fig. 5.2.2 Treno di carico SW*

	Qwk (KN/m)	A (m)	C(m)
SW/2	150	25.00	7.00

### Traffico scarico

Il “treno scarico” è rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10 KN/m.

### Effetti dinamici

Si considera una linea con manutenzione standard

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con la limitazione} \quad 1.0 \leq \Phi_3 \leq 2.0$$

con la lunghezza  $L_\Phi$  valutata secondo la Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 del manuale di progettazione Ponti RFI

- Travi principali - campata da 25m  $L_\Phi = L_c = 22.8$  m  **$\Phi_3 = 1.20$**
- Soletta impalcato - luce netta 1.5m  $L_\Phi = L_c = 1.5$  m  **$\Phi_3 = 2.84$**

### Frenatura/ avviamento

I valori caratteristici considerati sono calcolati secondo :

Avviamento	$Q_{1a,k} = 33 \text{ KN/m} * L \leq 1000 \text{ KN}$	(modelli LM71 SW/0 SW/2)
Frenatura	$Q_{1b,k} = 20 \text{ KN/m} * L \leq 6000 \text{ KN}$	(modelli LM71 SW/0)
Frenatura	$Q_{1b,k} = 35 \text{ KN/m} * L$	(modelli SW/2)

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	21 di 134

I valori caratteristici devono essere moltiplicati al coefficiente  $\alpha$ .

- LM71 ( $\alpha=1.1$ ):

Campata [m]	Avviamento Q1a,k [KN]	Frenatura Q1b,k [KN]
25	<b>908</b>	<b>550</b>

- SW/2 ( $\alpha=1.0$ ):

Campata (m)	Avviamento Q1a,k [KN]	Frenatura Q1b,k [KN]
25	<b>825</b>	<b>700</b>

### Serpeggio

Si considera una forza orizzontale concentrata agente sulla sommità della rotaia più alta di intensità pari a  $Q_{sk}=100KN$ . A tale carico si applica il coefficiente di adattamento  $\alpha$ , menzionato in precedenza.

[KN]	LM71 ( $\alpha=1.1$ )	SW2 ( $\alpha=1.0$ )
Azione serpeggio	<b>110</b>	<b>100</b>

### Forza centrifuga

Il valore caratteristico della forza centrifuga è valutato secondo le seguenti espressioni:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) \quad (5.2.9.a)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk}) \quad (5.2.9.b)$$

dove:

$Q_{tk}$ -  $q_{tk}$  = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];

$Q_{vk}$ -  $q_{vk}$  = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];

$v$  = velocità di progetto espressa in m/s;

$V$  = velocità di progetto espressa in km/h;

$f$  = fattore di riduzione (definito in seguito);

$g$  = accelerazione di gravità in  $m/s^2$ ;

$r$  = è il raggio di curvatura in m.

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	22 di 134

$$f = \left[ 1 - \frac{V - 120}{1000} \left( \frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (5.2.10)$$

Raggio di curvatura  $r = 1750$  m

Velocità di progetto  $V = 140$  km/h (LM71)

$V = 100$  km/h (SW/2)

Calcolo del coefficiente  $V^2/127r$

- LM71: 0.09
- SW/2: 0.05

In definitiva, dunque, la forza centrifuga ha intensità pari a ( $f = 1$ ):

9% del carico verticale LM71

5% del carico verticale SW/2 (tale valore si assume anche per il “treno scarico”)

Essa si considera agente verso l'esterno della curva, applicata alla quota di 1.8m dal piano del ferro.

Ai fini della massimizzazione degli effetti dei carichi ferroviari sulle strutture oggetto di studio, sono stati presi in esame i seguenti gruppi di carico:

	Carco verticale	Frenatura/avviamento*	Forza centrifuga	Serpeggio
LM71 gr1	1	0.5	1	1
LM71 gr3	1	1	0.5	0.5
SW/2 gr1	1	0.5	1	1
SW/2 gr3	1	1	0.5	0.5
treno scarico gr2	1	0	1	1

\* Si considera l'azione (frenatura/avviamento) con intensità più alta.

#### 5.1.4 *Vento impalcato*

L'azione del vento è schematizzata come una pressione statica la cui intensità è data da:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	23 di 134

- qb pressione cinetica di riferimento
- ce coefficiente di esposizione
- cp coefficiente di forma (1.4 prima trave 0.2 travi successive)
- cd coefficiente dinamico (=1)

Per l'opera in studio si ha:

- Velocità di riferimento del vento:

$$v_b = 28 \text{ m/s (Sardegna orientale con altitudine } <750 \text{ m slm)}$$

- Pressione cinetica di riferimento ( $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ ):

$$q_b = 0.5 * \rho * v_b^2 = 490 \text{ N/m}^2 = 0.49 \text{ KN/m}^2$$

- Coefficiente di esposizione :

$$c_e = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.81$$

$$k_r = 0.19 \text{ e } z_0 = 0.05 \text{ m (II cat. esposizione del sito, Zona 6, Rugosità D)}$$

$$c_t = 1 \text{ (coefficiente di topografia)}$$

$$z = 15 \text{ m (quota media impalcato dal pc)}$$

In definitiva la pressione del vento vale:

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 * 2.62 * 1.4 * 1 = 1.80 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(trave direttamente investita)}$$

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 * 2.62 * 0.2 * 1 = 0.26 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(travi successive)}$$

La pressione del vento si applica ad una superficie convenzionale del treno caratterizzata da un'altezza di 4m a partire dal piano del ferro oltre alla superficie dell'impalcato direttamente investita.

Nel caso in esame si ha:

H impalcato	3.18 m
H treno	4 m
H trave	2.1 m

La forza orizzontale al metro lineare applicata sull'impalcato è dunque pari a:

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	24 di 134

$$F_{\text{vento}} = 1.80 \text{ KN/m} * (4+3.18)\text{m} + 0.26\text{KN/m} * 2.1\text{m} = 13.47 \text{ KN/m}$$

Ponte carico

$$F_{\text{vento}^*} = 1.93 \text{ KN/m} * 3.18 \text{ m} + 0.26\text{KN/m} * 2.8\text{m} = 6.86 \text{ KN/m}$$

Ponte scarico

Si fa notare che nel calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato si tiene conto del fatto che è presente un'eccentricità verticale tra il centro di applicazione della forza orizzontale dovuta al vento e l'impalcato, pertanto nel modello di calcolo all'azione orizzontale viene associato un momento torcente corrispondente alla summenzionata eccentricità.

### 5.1.5 *Resistenze parassite appoggi impalcato*

L'entità di tale forza ( $F_a$ ), diretta secondo l'asse del viadotto, vale per travi in semplice appoggio:

Spalle  $F_a = f (V_g + V_q)$

Pile  $F_a = f (0.2 * V_g + V_q)$

dove

$V_g$  Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti,

$V_q$  Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamicizzati.

## 5.2 Azione sismica (E)

La regione Sardegna ricade in zona sismica di IV categoria, i dati definitivi dello spettro sismico sono riportati nella tabella 2 relativa alla pericolosità sismica del territorio nazionale contenuta nelle NTC2008.

**TABELLA 2:** Valori di  $a_g, F_o, T_c^*$  per le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri.

Isole	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401

Per i viadotti in esame si assumono le seguenti caratteristiche dell'opera :

Vita utile  $V_u = 75$  anni



**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	25 di 134

Classe d'uso II ( $C_u = 1.0$ )

Pertanto l'azione sismica allo stato limite ultimo (salvaguardia della vita SLV) è caratterizzata da un tempo di ritorno di  **$T_r = 712$  anni**.

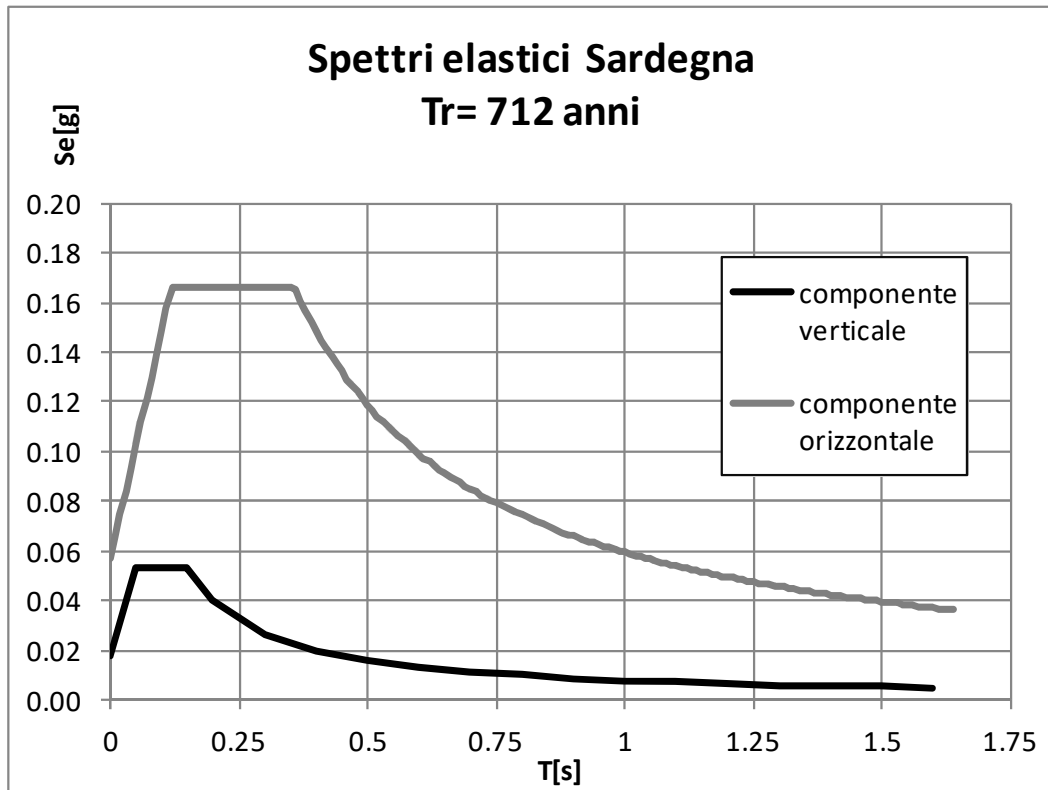
I parametri ottenuti per interpolazione da quelli della tabella 2 sono i seguenti:

SLV	$T_r = 712$ anni
ag [g]	0.057
Fo	2.936
T*c [s]	0.358

Considerate le caratteristiche dei terreni di fondazione (vedasi relazione geotecnica) e quelle topografiche si assume una categoria di sottosuolo "A" ( $S_s = 1.0$ ) ed un coefficiente topografico T1 ( $S_T = 1.0$ ).

In definitiva dunque le due componenti degli spettri sismici per lo SLV sono i seguenti :

SLV	componente Orizz.	Componente Vert.
ag [g]	0.057	0.018
Fo,v	2.936	0.943
Tb [s]	0.119	0.05
Tc [s]	0.358	0.15
Tc [s]	10.827	1.00
$\eta$	1	1



 <p><b>RFI</b> RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO</p>	<p><b>VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA</b> <b>VARIANTE DI BAULADU</b></p>					
<p><b>VI02 - Viadotto in c.a.p</b> <b>Relazione di calcolo spalle e fondazioni</b></p>	<p>COMMESSA RR0H</p>	<p>LOTTO 01</p>	<p>CODIFICA D13CL</p>	<p>DOCUMENTO VI0204001</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 27 di 134</p>

## 6 ANALISI GLOBALE SPALLA A

### 6.1 Coefficienti di spinta del terreno

#### 6.1.1 Fase statica

La spalla in favore di sicurezza viene considerata quale rigida ai fini della valutazione della spinta orizzontale della terra. La forza statica è stata dunque valutata attraverso il coefficiente di spinta a riposo calcolata con la relazione:

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi')$$

Nel caso in esame tale coefficiente vale:  $K_0 = 1 - \sin(38^\circ) = 0.384$ .

La risultante della spinta è posta ad 1/3 dal basso rispetto all'altezza totale H.

#### 6.1.2 Fase sismica

La sovra spinta sismica del terreno a tergo della spalla viene calcolata secondo la teoria di Wood:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot S_T \cdot \gamma_T H^2$$

essa agisce alla quota 1/2 dell'altezza della spalla (H)

Il metodo prevede l'individuazione di un coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  ed uno verticale  $k_v$ , valutati secondo le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_s \cdot a_g / g$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h$$

Nel caso in esame si assume  $\beta_m = 1$  (strutture rigide).

Sulla base delle NTC08, il valore dell'accelerazione al suolo amplificata dai terreni presenti al di sotto della fondazione risulta pari a:

$$PGA = 0.057 \text{ g}$$

Risulta dunque:

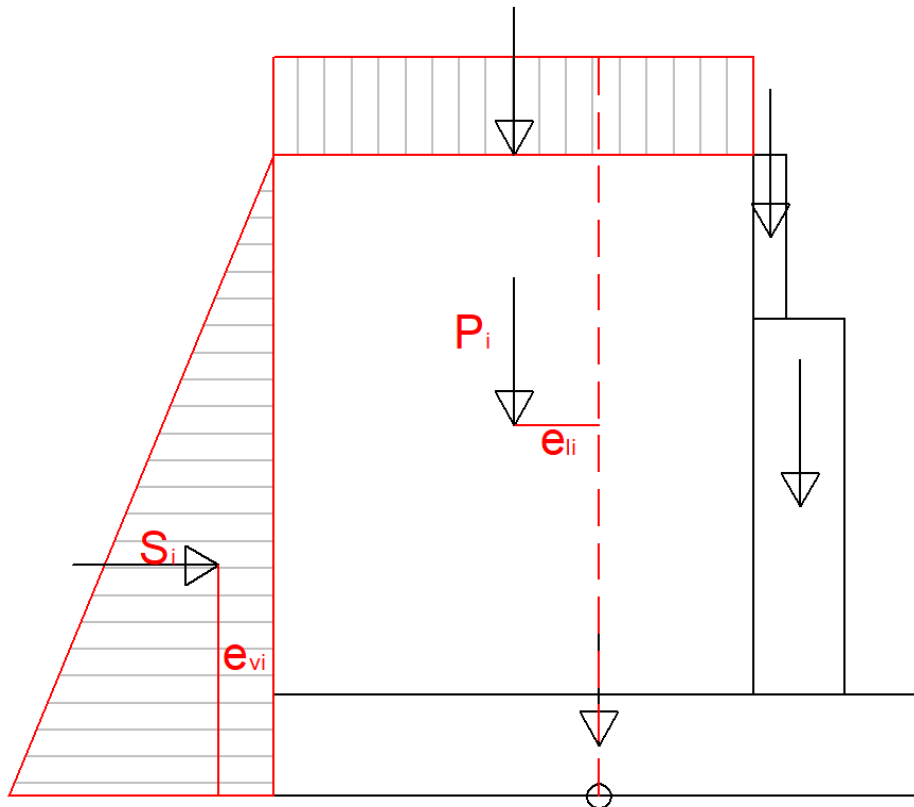
$$k_h = \beta_m \cdot PGA / g = \beta_m \cdot S_T \cdot PGA / g = 1 \cdot 1.0 \cdot 0.057 = 0.57$$

$$k_v = \pm 0.028$$

## 6.2 Carichi da spalla

Si adotta la seguente simbologia:

- $b_l$  dimensione dell'elemento in direzione longitudinale [m]
- $b_t$  dimensione dell'elemento in direzione trasversale [m]
- $h$  altezza dell'elemento [m]
- $V/A$  volume/area dell'elemento [ $m^3 m^2$ ]
- $P$  peso dell'elemento/sovraccarico [KN]
- $e_l e_t e_v$  eccentricità del carico rispetto al baricentro della fondazione rispettivamente longitudinale, trasversale e verticale [m]
- $m_l, m_t$  contributo del carico in termini di momento longitudinale e trasversale [kNm]



**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	29 di 134

### 6.2.1 *Peso proprio della struttura*

ELEMENTI	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	V [m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Muro Paraghiaia	0.5	8.6	2.95	12.7	317	-0.10	0.00	10.00	-32	0
Muro frontale	1.9	8.6	7	114.4	2860	1.47	0.00	5.50	4203	0
Muro andatore SX	4.85	1.5	9.9	72.0	1801	-1.90	-4.00	7.10	-3421	-7202
Muro andatore DX	4.85	1.5	9.9	72.0	1801	-1.90	4.00	7.10	-3421	7202
Fondazione	8.75	9.6	2	168.0	4200	0.00	0.00	1.00	0	0

### 6.2.2 *Peso proprio del rinterro*

	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	V [m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Rinterro	4.85	5.60	9.90	268.9	5378	-2.20	0.00	6.90	-11831	0

### 6.2.3 *Peso proprio dei sovraccarichi permanenti*

Per il peso della massicciata ferroviaria (comprensiva di armamento) si assume uno spessore equivalente di 0.8m e peso per unità di volume pari a 20 KN/m<sup>3</sup>.

	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	qp[kN/m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]
sovrastuttura ferroviaria	4.85	7.40	0.80	20.00	574	-2.20	0.00	11.60	-1263

### 6.2.4 *Sovraccarichi accidentali*

Si assume un carico da traffico pari a 50 kPa, applicato uniformemente su una striscia di terreno larga 2.75 min asse al binario.

	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	q <sub>v</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Accidentali	4.85	2.75	-	50.00	667	-2.20	0.00	11.60	-1467	0

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	30 di 134

### 6.2.5 *Spinta permanente a tergo della spalla*

La spinta del terreno  $F_1$  [kN] presenta una distribuzione triangolare sull'altezza  $H$  del paramento di larghezza  $b$ , con risultante orizzontale espressa dalla formula  $F_1 = 0.5 k_0 \gamma_{\text{terr}} H^2 B$ , applicata ad una quota pari a  $H/3$ .

$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$K_0$	$H$ [m]	$b$ [m]	$F_1$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]
20.0	38.00	0.384	11.90	8.60	4681	3.97	18567

### 6.2.6 *Spinta del sovraccarico permanente*

La spinta del sovraccarico permanente  $F_2$  [kN] presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza  $H$  del paramento di larghezza  $b$ , con risultante orizzontale espressa dalla formula  $F_2 = k_0 q_p B H$ , applicata ad una quota pari a  $H/2$ .

$q$ [kN/mq]	$K_0$	$H$ [m]	$b$ [m]	$F_2$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]
16.00	16.00	0.384	11.90	8.60	629	5.95

### 6.2.7 *Spinta del sovraccarico accidentale*

La spinta del sovraccarico accidentale  $F_{qa}$  [kN] presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza  $H$  del paramento di larghezza  $b$ , con risultante orizzontale espressa dalla formula  $F_{qa} = k_0 q_a B H$ , applicata ad una quota pari a  $H/2$ .

$q$ [kN/mq]	$K_0$	$H$ [m]	$b$ [m]	$F_2$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]
50.00	0.384	11.90	8.60	1967	5.95	11702

### 6.2.8 *Azioni sismiche*

#### Incremento della spinta del terreno in fase sismica

L'incremento della spinta del terreno in fase sismica secondo la formulazione di Wood vale:

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	31 di 134

a/g	S	$\beta m$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	H [m]	b [m]	$\Delta E_d$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_i$ [kN m]
0.057	1	1.00	20.0	11.90	8.6	1388	5.95	8261

### *Forza inerziale delle masse*

Nella tabella che segue si riportano le forze d'inerzia dei vari elementi che costituiscono la struttura.

	P [kN]	Direzione orizzontale			Direzione verticale		
		E.I. [kN]	$e_v$ [m]	$m_i$ [kN m]	E.I. [kN]	$e_i$ [m]	$m_i$ [kN m]
Muro Paraghiaia	317	18	10.00	181	9	-0.10	-1
Muro frontale	2860	163	5.50	896	81	1.47	120
Muro andatore SX	1801	103	7.10	729	51	-1.90	-98
Muro andatore DX	1801	103	7.10	729	51	-1.90	-98
Fondazione	4200	239	1.00	239	120	0.00	0
Terreno di rinterro	5378	307	6.90	2115	153	-2.20	-337

### 6.2.9 *Scarichi degli appoggi*

Gli scarichi dell'impalcato sugli appoggi in fase statica ed in fase sismica allo SLV sono desunti dall'analisi strutturale dell'impalcato, a cui si rimanda per maggiori dettagli.

### 6.3 Azioni agenti all'intradosso della fondazione

La tabella riassume i carichi elementari riportati al baricentro della fondazione.

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	32 di 134

	<b>N</b> [kN]	<b>Ml</b> [kNm]	<b>Mt</b> [kNm]	<b>Fl</b> [kN]	<b>Ft</b> [kN]	
Peso proprio	10978	-2670	0	0	0	STATICA
Peso rinterro	5378	-11831	0	0	0	
sovrastuttura ferroviaria	574	-1263	0	0	0	
peso accidentali traffico	667	-1467	0	0	0	
Spinta terreno (K0)	0	18567	0	4681	0	
Spinta sovraccarico sovrastuttura (K0)	0	3745	0	629	0	
Spinta acc. Traffico (K0)	0	11702	0	1967	0	
Incremento spinta sismica terreno	0	8261	0	1388	0	SISMICA
Effetti inerziali struttura long.	0	4889	0	932	0	
Effetti inerziali struttura trasv.	0	0	4889	0	932	
Effetti inerziali verticali (+)	466	-413	0	0	0	
G1	1505	2972	0	0	0	AZIONI DA IMPALCATO
G2	1114	2201	-1	0	0	
LM 71 gruppo 1	1838	3445	1870	0	242	
SW/2 gruppo 1	2017	3832	2021	0	243	
LM 71 gruppo 3	1838	3521	911	0	123	
SW/2 gruppo 3	2017	3908	1026	0	121	
Resistenza parassita vincoli	0	3058	0	284	0	
Vento	0	-80	1663	0	184	
Sisma long	0	0	0	0	0	
Sisma trasv	0	0	1616	0	149	
Sisma vert	47	93	0	0	0	



**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	33 di 134

### 6.3.1 *Coefficienti di combinazione*

#### AZIONI DA SPALLA

	Peso proprio	Peso rinterro	sovrastuttura ferroviaria	peso accidentali traffico	Spinta terreno (K0)	Spinta sovraccarico sovrastuttura (K0)	Spinta acc. Traffico (K0)	Incremento spinta sismica terreno	Effetti inerziali struttura long.	Effetti inerziali struttura trasv.	Effetti inerziali verticali (+)
SLE1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU1	1.35	1.35	1.50	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU2	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU3	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU4	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU5	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLV1	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.30	0.30
SLV2	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLV3	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	0.30	1.00	0.30
SLV4	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	0.30	1.00	-0.30

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	34 di 134

**AZIONI DA IMPALCATO**

	G1	G2	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Resistenza parassita vincoli	Vento	Sisma long	Sisma trasv	Sisma vert
SLE1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLE2	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLE3	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLE4	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLE5	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLU1	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
SLU2	1.35	1.50	1.45	0.00	0.00	0.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLU3	1.35	1.50	0.00	1.45	0.00	0.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLU4	1.35	1.50	0.00	0.00	1.45	0.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLU5	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	1.45	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLV1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.30	0.30
SLV2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.30	-0.30
SLV3	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	1.00	0.30
SLV4	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	1.00	-0.30

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	35 di 134

### 6.3.2 Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso)

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE1	20216	10173	1662	5310	184
SLE2	22054	28409	2868	7561	352
SLE3	22233	28797	3018	7561	353
SLE4	22054	28485	1908	7561	233
SLE5	22233	28873	2023	7561	231
SLU1	26644	15843	2494	7168	276
SLU2	30276	39395	4208	10361	517
SLU3	30536	39957	4427	10361	518
SLU4	30276	39505	2816	10361	344
SLU5	30536	40067	2983	10361	341
SLV1	20204	30582	2133	8308	349
SLV2	19896	30774	2133	8308	349
SLV3	20204	27145	6879	7656	1130
SLV4	19896	27337	6879	7656	1130

## 7 VERIFICHE GEOTECNICHE SPALLA A

### 7.1 Sollecitazioni di calcolo

La tabella seguente riassume le sollecitazioni combinate all'intradosso della fondazione e le dimensioni "efficaci" della fondazione.

	N [kN]	Ml [kNm]	Mt [kNm]	Fl [kN]	Ft [kN]	B' [m]	L' [m]
SLU1	26644	15843	2494	7168	276	7.56	9.41
SLU2	30276	39395	4208	10361	517	7.56	9.41
SLU3	30536	39957	4427	10361	518	7.56	9.41
SLU4	30276	39505	2816	10361	344	7.56	9.41
SLU5	30536	40067	2983	10361	341	7.56	9.41
SLV1	20204	30582	2133	8308	349	7.56	9.41
SLV2	19896	30774	2133	8308	349	7.56	9.41
SLV3	20204	27145	6879	7656	1130	7.56	9.41
SLV4	19896	27337	6879	7656	1130	7.56	9.41

Le verifiche sono state condotte secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3), a cui corrispondono i seguenti fattori di sicurezza sulle resistenze e sulle caratteristiche del terreno di fondazione:

(R3)	Capacità portante	Scorrimento
$\gamma_r$	2.3	1.1

Parametri geotecnici (M1)	
c (MPa)	0
$\phi$ (°)	63

### 7.2 Verifica a capacità portante

La verifica a capacità portante è definita dalla relazione:

$$q_{lim}/\gamma_r \geq q_{es}$$

Il valore del carico limite del terreno di fondazione è stato determinato con la formula di Terzaghi, opportunamente modificata tramite fattori correttivi:

$$q_{lim} = c N_c s_{c1} i_{c1} d_c b_c g_c z_c + q N_q s_{q1} i_{q1} d_q b_q g_q z_q + N_\gamma \gamma (B'/2) s_{\gamma 1} i_{\gamma 1} d_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$$

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	37 di 134

$c'$  = coesione efficace;

$\gamma$  = peso per unità di volume del terreno di fondazione;

$B'$  = larghezza fondazione equivalente con carico centrato;

$N_c N_q N_\gamma$  = Fattori di capacità portante;

$s_c s_q s_\gamma$  = fattori di forma;

$i_c i_q i_\gamma$  = fattori di inclinazione del carico;

$d_c d_q d_\gamma$  = fattori di profondità del piano d'appoggio;

$b_c b_q b_\gamma$  = fattori di inclinazione base della fondazione;

$g_c g_q g_\gamma$  = fattori di inclinazione del piano di campagna;

$z_c z_q z_\gamma$  = fattori in fase sismica (Paolucci-Pecker 1977).

La pressione massima agente è stata determinata come segue:

$$q_{es} = N/B'L'$$

$N$  = azione normale alla fondazione

$B', L'$  = dimensioni della fondazione equivalente con carico centrato:  $B' = B - 2e_{trasv}$ ,  $L' = L - 2e_{long}$ .

La tabella seguente esplicita i parametri impiegati per il calcolo della capacità portante della fondazione.

	$q$ [kPa]	$N_q$ [kPa]	$s_q$	$i_q$	$d_q$	$b_q$	$g_q$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$ [kPa]	$s_\gamma$	$i_\gamma$	$d_\gamma$	$b_\gamma$	$g_\gamma$
<b>SLU1</b>	48.00	8261	2.39	0.61	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.39	0.45	1.00	1.00	1.00
<b>SLU2</b>	48.00	8261	2.39	0.52	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.39	0.34	1.00	1.00	1.00
<b>SLU3</b>	48.00	8261	2.39	0.52	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.39	0.35	1.00	1.00	1.00
<b>SLU4</b>	48.00	8261	2.39	0.52	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.39	0.34	1.00	1.00	1.00
<b>SLU5</b>	48.00	8261	2.39	0.52	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.39	0.35	1.00	1.00	1.00
<b>SLV1</b>	48.00	8261	2.39	0.44	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.39	0.26	1.00	1.00	1.00
<b>SLV2</b>	48.00	8261	2.39	0.43	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.39	0.25	1.00	1.00	1.00
<b>SLV3</b>	48.00	8261	2.39	0.47	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.39	0.29	1.00	1.00	1.00
<b>SLV4</b>	48.00	8261	2.39	0.47	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.39	0.28	1.00	1.00	1.00

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	38 di 134

A vantaggio di sicurezza si trascura il contributo del terreno di ricoprimento, l'affondamento della fondazione è dunque pari al suo spessore.

Si assume una quota di falda posta a -8.0m dal piano di fondazione.

La tabella riassume i risultati delle verifiche:

	Capacità portante		
	qrd [kPa]	qed [kPa]	FS=qrd/qed [-]
SLU1	1630745	374	>100
SLU2	1266292	425	>100
SLU3	1279691	429	>100
SLU4	1267297	425	>100
SLU5	1280717	429	>100
SLV1	941105	284	>100
SLV2	917226	280	>100
SLV3	1053824	284	>100
SLV4	1030021	280	>100

### 7.3 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento è definita dalla relazione:

$$S_{rd} = S_d / \gamma_r \geq S_{ed}$$

L'azione resistente è stata calcolata tramite la relazione:

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B' L'$$

N = azione normale alla fondazione

c' = coesione efficace (assunto nullo)

B', L' = dimensioni della fondazione equivalente con carico centrato

S<sub>ed</sub> = azione orizzontale agente sulla fondazione;

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	39 di 134

	Scorrimento		
	Srd [kN]	Sed [kN]	FS=Srd/Sed [-]
SLU1	47539	7174	6.63
SLU2	54019	10374	5.21
SLU3	54482	10374	5.25
SLU4	54019	10367	5.21
SLU5	54482	10367	5.26
SLV1	36048	8315	4.33
SLV2	35498	8315	4.27
SLV3	36048	7739	4.66
SLV4	35498	7739	4.59

## 8 VERIFICA A RIBALTAMENTO SPALLA A

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) adoperando i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Parametri geotecnici ridotti (M2)	
$\gamma_{terr}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	20
c (MPa)	0
$\phi$	32

### 8.1 Verifica a ribaltamento in condizioni statiche

Di seguito si riportano i calcoli delle azioni agenti sulla spalla in termini di forze orizzontali e verticali e momenti valutati rispetto al piede di valle del plinto di fondazione, dove:

F<sub>l</sub> = forza orizzontale agente in direzione longitudinale

e<sub>z</sub> = eccentricità della forza F<sub>l</sub> rispetto al piede di valle di intradosso del piano di fondazione,

M = F<sub>l</sub> \* e<sub>z</sub>,

N = azione verticale

e<sub>x</sub> = eccentricità delle forze verticali rispetto al piede di valle della fondazione.

Spinte			
Azione	F <sub>l</sub> [kN]	e <sub>z</sub> [m]	M [kNm]
Spinta del terreno (statica)	8265	4.77	-39397
Incremento spinta per sovraccarico sovrastruttura	925	7.15	-6612
Incremento spinta per carichi accidentali	2890	7.15	-20663



**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	41 di 134

Azioni peso proprio spalla e rinterro			
Elemento	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
Muro Paraghiaia	317	4.65	1411
Muro frontale	4352	3.25	14143
Muro andatore SX	2699	7.45	20109
Muro andatore DX	2699	7.45	20109
Fondazione	6300	5.25	33075
Terreno di rinterro	8062	7.45	60060
sovrastuttura ferroviaria	722	7.45	5381
Accidentali	839	7.45	6249

Azione da impalcato: forze longitudinali			
Azione	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
G1	1505	2.90	4364
G2	1114	2.90	3232
LM 71 gruppo 1	1838	2.90	5330
SW/2 gruppo 1	2017	2.90	5849
LM 71 gruppo 3	752	2.90	2182
SW/2 gruppo 3	557	2.90	1616
Resistenza parassita vincoli	0	2.90	0

Azione da impalcato: forze verticali			
Azione	Fl [kN]	ez [m]	M [kNm]
G1	0	9.80	0
G2	0	9.80	0
LM 71 gruppo 1	0	9.80	0
SW/2 gruppo 1	0	9.80	0
LM 71 gruppo 3	0	9.80	0
SW/2 gruppo 3	0	9.80	0
Resistenza parassita vincoli	-284	9.80	-2786

Le azioni elementari sono state combinate secondo i seguenti coefficienti:

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	42 di 134

**AZIONI DA SPALLA**

		Spinta del terreno	Incremento spinta per sovraccarico sovrastruttura	Incremento spinta per carichi accidentali	Muro Paragliaia	Muro frontale	Muro andatore SX	Muro andatore DX	Fondazione	Terreno di rinterro	sovrastruttura ferroviaria	Accidentali
EQU	0	1.10	1.10	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00
	1	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50
	2	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50
	3	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50
	4	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50

**AZIONI DA IMPALCATO**

		G1	G2	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Resistenza parassita vincoli
EQU	0	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1	0.90	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00	1.00
	2	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.00
	3	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.00
	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.00

La tabella seguente riassume gli esiti delle verifiche.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	43 di 134

Ribaltamento (Statica)	M stab [KNm]	M destabil [KNm]	FS = M <sub>stab</sub> /M <sub>destab</sub> [-]
EQU0	89709	-30011	2.99
EQU1	104006	-54260	1.92
EQU2	97949	-54260	1.81
EQU3	92448	-54260	1.70
EQU4	91599	-54260	1.69

## 8.2 Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche

Alle azioni precedentemente menzionate (statica) si aggiungono, l'incremento di spinta sismica del terreno a tergo della spalla, le azioni inerziali e le reazioni sismiche degli appoggi dell'impalcato.

	FI [kN]	ez [m]	M [kNm]
Incremento spinta sismica	-1388	5.95	-8261

AZIONI INERZIALI	Fv [kN]	ex [m]	M [kNm]	FI [kN]	ev [m]	M [kNm]
Muro paraghiaia	9.0	4.45	40	-18	10.00	-181
Muro frontale	81.5	2.95	240	-163	5.50	-896
Muro andatore SX	51.3	6.30	323	-103	7.10	-729
Muro andatore DX	51.3	6.30	323	-103	7.10	-729
Fondazione	119.7	5.25	628	-239	1.00	-239
Terreno di rinterro	153.3	6.30	966	-307	6.90	-2115
Azioni inerziali complessive			<b>2521</b>			<b>-4889</b>

Azioni sismiche da impalcato	Fv [kN]	ex [m]	M [KNm]	FI [kN]	ev [m]	M [KNm]
Sisma long	0	2.9	0	0	9.8	0
Sisma vert	47	2.9	137	0	8.9	0

Le azioni elementari sono state combinate attraverso i seguenti coefficienti di combinazione:



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	45 di 134

AZIONI DA IMPALCATO

		G1	G2	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Resistenza parassita vincoli	Sisma long	Sisma vert
EQU SISMA (x+0.3z)	1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	3	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	4	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	5	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
EQU SISMA (0.3x+z)	6	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	7	1.00	0.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	8	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	9	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	10	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
EQU SISMA (x-0.3z)	11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	1.00	0.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	13	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	14	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	15	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EQU SISMA (0.3x-z)	16	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	17	1.00	0.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	18	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	19	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	20	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	46 di 134

La tabella seguente riassume gli esiti delle verifiche.

Ribaltamento (sismica)		M stab [KNm]	M destabil [KNm]	FS = $M_{stab}/M_{destab}$ [-]
EQU SISMA ( $x+0.3z$ )	1	100433	-46481	2.16
	2	110440	-48133	2.29
	3	109681	-48133	2.28
	4	109358	-48690	2.25
	5	109358	-48133	2.27
EQU SISMA ( $0.3x+z$ )	6	102198	-43059	2.37
	7	111559	-51319	2.17
	8	111446	-51319	2.17
	9	111123	-51877	2.14
	10	106759	-51319	2.08
EQU SISMA ( $x-0.3z$ )	11	98920	-46481	2.13
	12	108281	-54742	1.98
	13	108168	-54742	1.98
	14	107845	-55299	1.95
	15	99761	-54742	1.82
EQU SISMA ( $0.3x-z$ )	16	97156	-43059	2.26
	17	106517	-51319	2.08
	18	106403	-51319	2.07
	19	106080	-51877	2.04
	20	101716	-51319	1.98

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	47 di 134

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE SPALLA A

### 9.1 Sollecitazioni combinate intradosso fondazione

La tabella seguente riporta i carichi combinati agenti sul piano di fondazione (vedi figura sottostante).

combo	N [kN]	Ml [kNm]	Mt kNm]	F [kN]	Ft [kN]
SLE1	20216	10173	1662	5310	184
SLE2	22054	28409	2868	7561	352
SLE3	22233	28797	3018	7561	353
SLE4	22054	28485	1908	7561	233
SLE5	22233	28873	2023	7561	231
SLU1	26644	15843	2494	7168	276
SLU2	30276	39395	4208	10361	517
SLU3	30536	39957	4427	10361	518
SLU4	30276	39505	2816	10361	344
SLU5	30536	40067	2983	10361	341
SLV1	20204	30582	2133	8308	349
SLV2	19896	30774	2133	8308	349
SLV3	20204	27145	6879	7656	1130
SLV4	19896	27337	6879	7656	1130

### 9.2 Verifiche strutturali del plinto

La verifica dell'armatura viene eseguita con riferimento alla parte di plinto aggettante dal muro frontale della spalla.

Nella tabella sono riportate le pressioni del terreno esercitate sul plinto di fondazione nelle combinazioni prese in esame (SLE\_rara, SLU e SLV), direzione longitudinale.

Si indicano i seguenti termini:

$$e_{long} = \frac{M_{long}}{N}$$

Se  $e_{long} < B_{long} / 6$

$$q_{max} = \frac{N}{B_{long} * B_{trasv} * \left(1 + \frac{6 * e_{long}}{B_{long}}\right)}$$



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0204001

B

49 di 134

$$q_{min} = \frac{N}{B_{long} * B_{trasv} * \left(1 - \frac{6 * e_{long}}{B_{long}}\right)}$$

Se  $e_{long} \geq B_{long} / 6$

$$q_{min} = \frac{2 * N}{3 * u * B_{trasv}}$$

$$q_{min} = 0$$

$$u = \frac{B_{long}}{2} - e_{long}$$

combo	e_long [m]	qmax [kPa]	qmin [kPa]
SLE1	0.50	324	158
SLE2	1.29	494	31
SLE3	1.30	500	30
SLE4	1.29	495	30
SLE5	1.30	500	29
SLU1	0.59	447	188
SLU2	1.30	682	39
SLU3	1.31	690	37
SLU4	1.30	683	38
SLU5	1.31	691	36
SLV1	1.51	490	0
SLV2	1.55	489	0
SLV3	1.34	462	19
SLV4	1.37	460	14

Lo schema di calcolo è quello di mensola, L=2.0. All'azione della pressione del terreno si sottrae quella legata al peso della fondazione, ignorando, a vantaggio di sicurezza, il contributo del peso del terreno di ricoprimento.

combo	Med [kNm/m]	Ved [KN/m]
SLE1	573	509
SLE2	1060	783
SLE3	1071	792
SLE4	1061	784
SLE5	1073	793
SLU1	932	734
SLU2	1462	1117
SLU3	1479	1130
SLU4	1464	1118
SLU5	1481	1132
SLV1	1209	538
SLV2	1207	532
SLV3	992	723
SLV4	988	718

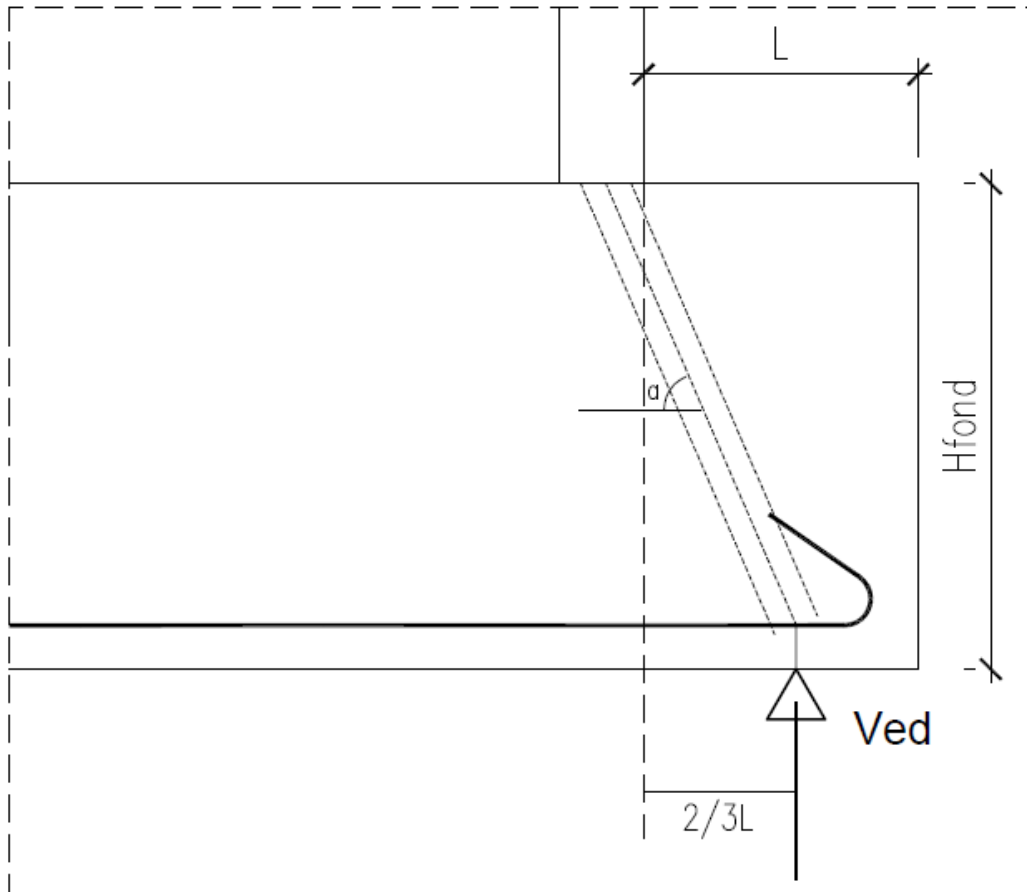
I valori massimi risultano:

max	M ed [kNm/m]	V ed [KN/m]
SLE	996	820
SLU-SLV	1362	1104

### 9.2.1 *Verifica a flessione SLU – SLE*

Il plinto viene armato con una maglia inferiore costituita da barre  $\phi 32$  passo 15cm (longitudinale) e barre  $\phi 26$  passo 20cm (trasversale); mentre la maglia superiore è costituita da barre  $\phi 24$  passo 20cm in entrambe le direzioni.

Essendo la mensola molto tozza (luce / spessore  $< 1$ ), si procede alla verifica dell'armatura di flessione mediante un modello tirante puntone, schematizzando la forza sollecitante applicata a  $2/3$  della lunghezza della mensola del plinto.



$$\operatorname{tg} a = (H_{\text{fond}} - c) / (2/3L + 0.2s_{\text{muro frontale}}) = 1.12$$

$$a = 53.4^\circ \text{ (angolo di inclinazione puntone compresso)}$$

### Verifica dell'armatura tesa

Il tiro sull'armatura vale :

$$T_{slu} = V_{ed,slu} / \operatorname{tg} a = 1010 \text{ KN/m}$$

$$T_{sle} = V_{ed,sle} / \operatorname{tg} a = 708 \text{ KN/m}$$

La tensione massima sull'armatura è (barre  $\phi$  32 /15cm):

$$\sigma_{slu} = T_{slu} / A_{sl} = 188 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sle} = T_{sle} / A_{sl} = 132 \text{ Mpa}$$

La tensione sulla barra allo SLU è minore di quella di calcolo dell'acciaio ( $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$ ) pertanto la verifica è soddisfatta.

Allo SLE si procede alla verifica a fessurazione :

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	150 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	32 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	80 mm
altezza efficace	hc,eff	200 -
classe cls	cls C	25 MPa
tensione max barra	$\sigma_s$	132 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
(fisso)	k3	3.4 -
(fisso)	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	3.84E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	4.21E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	
wk	0.16 mm
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

### Verifica del puntone di calcestruzzo

Lo sforzo nella biella compressa vale:

$$P_{slu} = V_{ed,slu} / \sin \alpha = 1517 \text{ KN/m}$$

La resistenza della biella compressa vale

$$P_{rd} = 0.4 b d f_{cd} = 10829 \text{ KN/m} > P_{slu}$$

La verifica è soddisfatta.

### 9.2.2 Verifica a taglio SLU

L'armatura a taglio del plinto è costituita da spille/cavallotti chiusi  $\phi 16$  passo 20x50cm .

Resistenza dell'armatura :

$$V_{Rds} = A_{sw} / s * f_{yd} * 0.9d \cotg \theta = 1712 \text{ KN/m}$$

con

$$\cotg \theta = 1$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	53 di 134

*Resistenza della biella compressa:*

$$VR_{dc} = 0.9 d * b_w * \alpha_c * f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta) = 15428 \text{ KN/m}$$

con

$$\alpha_c = 1$$

$$\cotg \alpha = 1$$

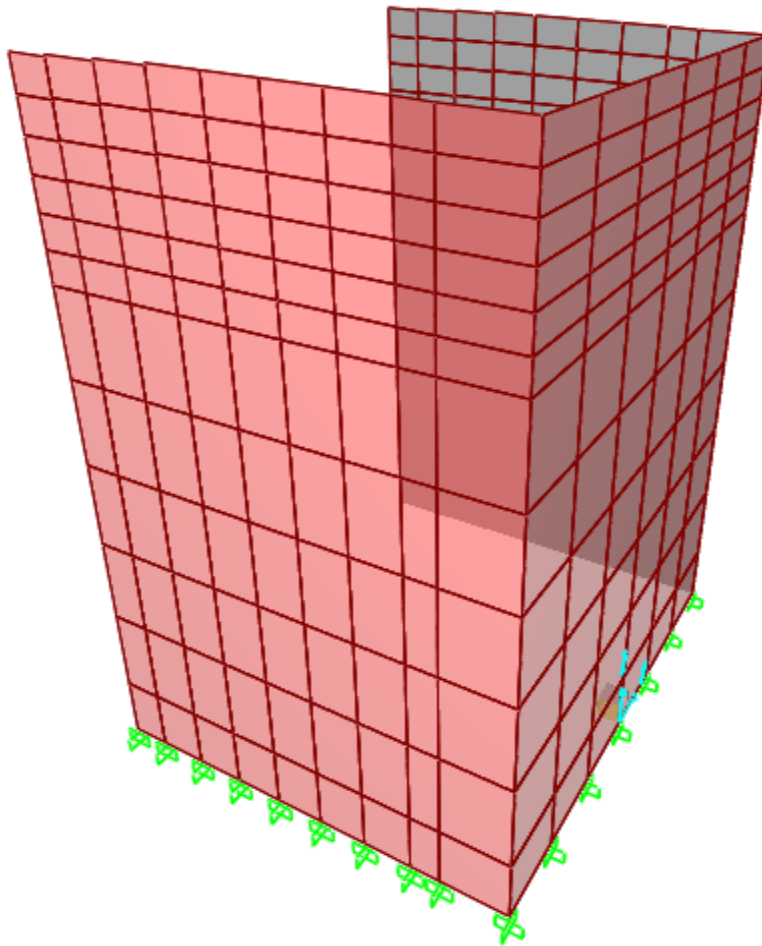
$$\cotg \theta = 1$$

$$VR_d = \min (VR_{ds}; VR_{dc}) = 1712 \text{ KN/m} > V_{Ed}$$

## 10 VERIFICA DEI MURI DI ELEVAZIONE SPALLA A

### 10.1 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte con il programma di calcolo agli EF SAP2000. Il modello rappresenta i muri di elevazione della spalla considerati incastrati alla base.



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	55 di 134

## 10.2 Carichi applicati e combinazioni

Per le azioni generali e le loro combinazioni si rimanda ai paragrafi precedenti; ai fini delle verifiche condotte in questa sezione, si esplicitano le azioni relative alle spinte del terreno che interessano le strutture di elevazione della spalla.

- **Spinta statica**

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$K_0$	H [m]	<b>S [kN/m]</b>
Spinta del terreno	20.0	0.384	11.8	<b>535</b>

- **Spinta sismica**

L'incremento della spinta del terreno in fase sismica viene calcolato secondo la formulazione di Wood.

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	a/g [-]	S	$\beta_m$	H [m]	<b><math>\Delta S_{ae}</math> [kN/m]</b>
Spinta del rinterro (+)	20.0	0.057	1.0	1.0	11.8	<b>159</b>

- **Spinta carichi permanenti**

	q [kN/mq]	$K_0$	H [m]	<b><math>S_p</math> [kN/m]</b>
spinta sovraccarico sovrastruttura	20.00	0.384	11.8	<b>91</b>

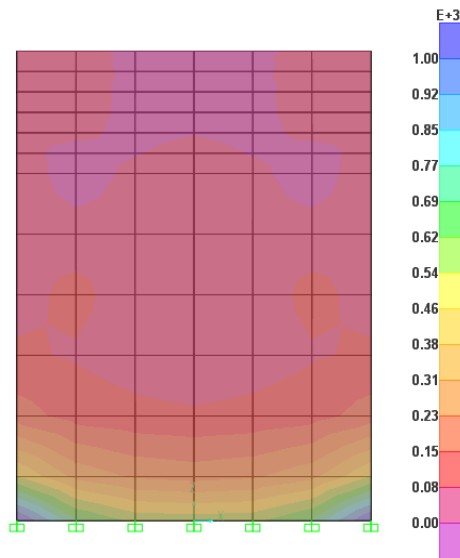
- **Spinta carichi accidentali**

	q [kN/mq]	$K_0$	H [m]	<b><math>S_a</math> [kN/m]</b>
Incremento spinta per carichi accidentali q1	50.0	0.384	9.5	<b>227</b>

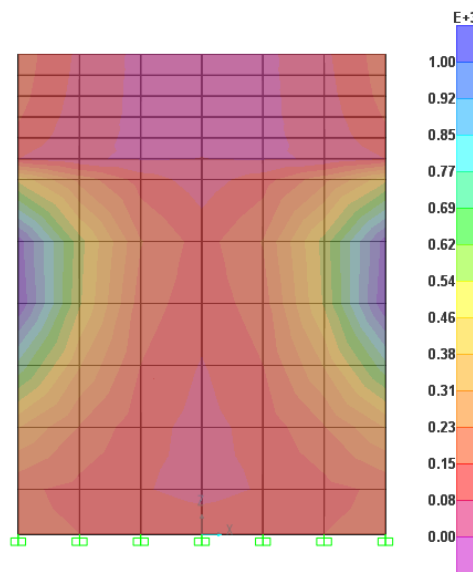
### 10.3 Verifica del muro frontale

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

#### SLU



(M22 = 850kN m/m)



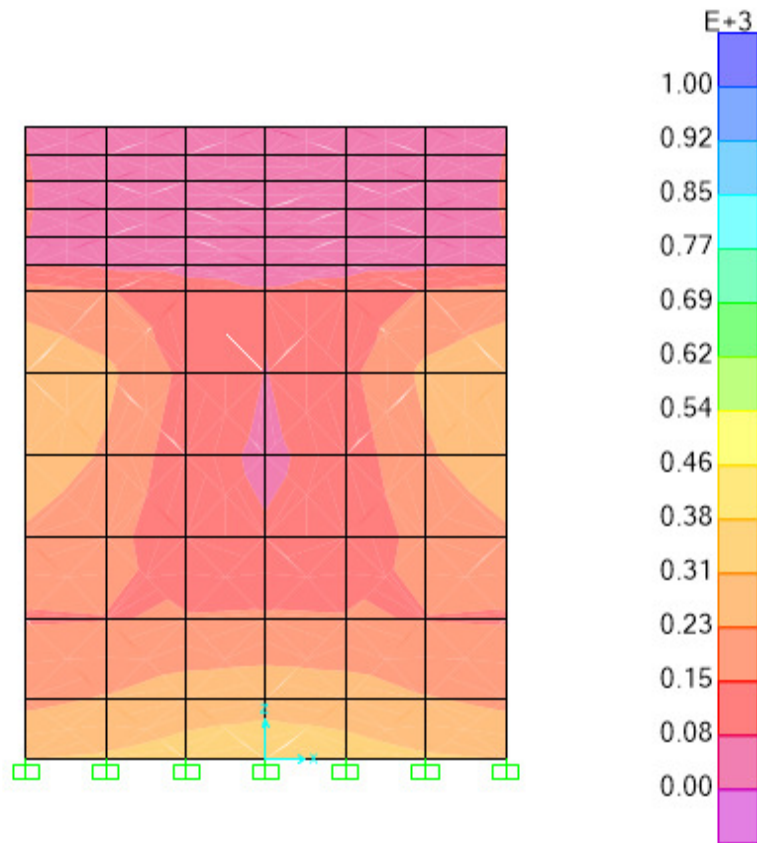
(M11=1000 kN m/m)



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	57 di 134



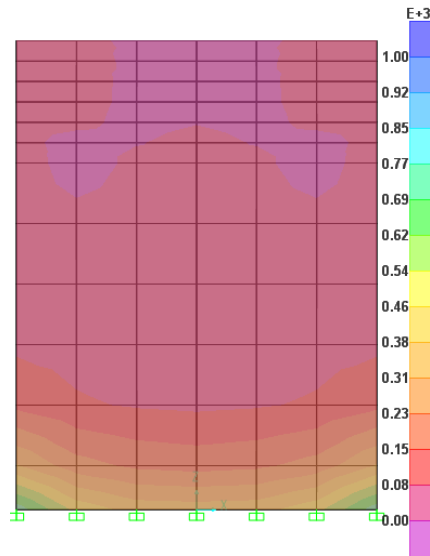
( $V_{max} = 330 \text{ kN}$ )

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

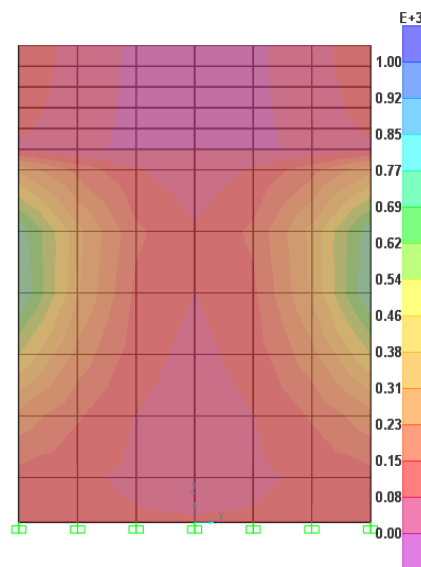
**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	58 di 134

**SLE**



(M22=660 kN m)



(M11=720 kN m)

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0204001

B

59 di 134

### 10.3.1 Verifica a flessione SLU- SLV

#### Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

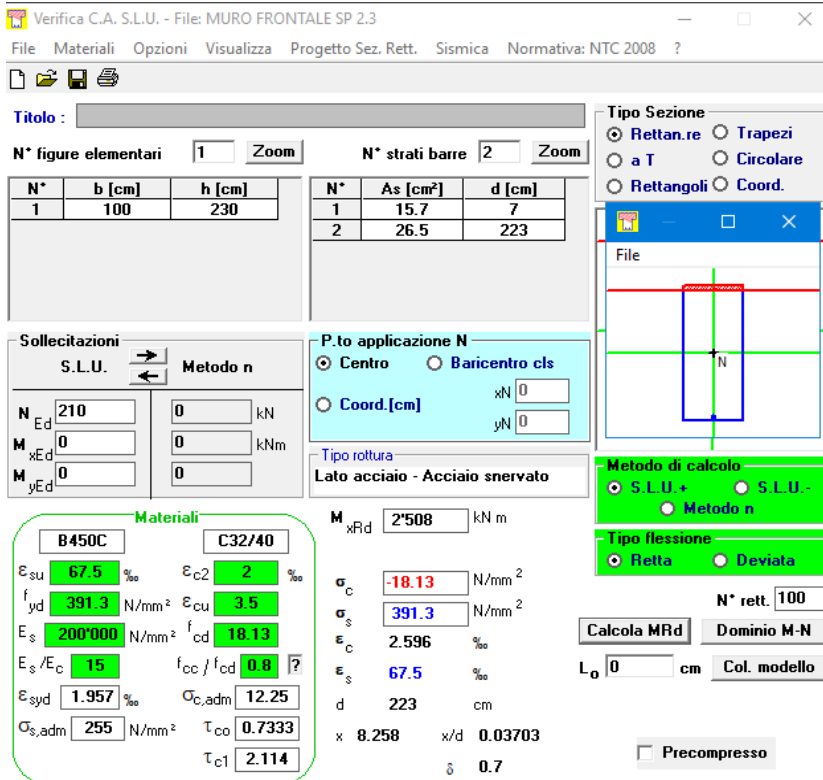
- Dimensioni BxH=(100cmx230cm)
- $\varnothing$  26 mm/20 cm (lato monte) +  $\varnothing$  20mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 850 kN m

Ned = 210 kN

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO FRONTALE SP 2.3

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	230	1	15.7	7
			2	26.5	223

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67.5%  $\epsilon_{c2}$  2%  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5%  
 $E_s$  200000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957%  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

M<sub>xRd</sub>  kNm  
 $\sigma_c$  -18.13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  2.596%  
 $\epsilon_s$  67.5%  
d 223 cm  
x 8.258 x/d 0.03703  
 $\delta$  0.7

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

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

Tipo flessione:  Retta  Deviata

N° rett.   
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
 Precompresso

Mrd (Ned) = 2508 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	60 di 134

## Armatura orizzontale

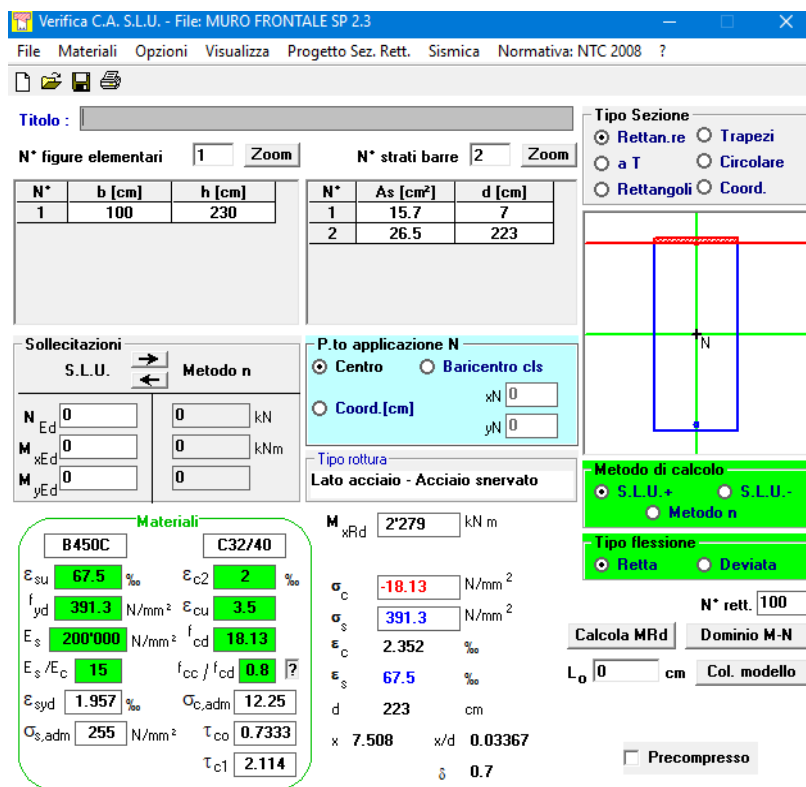
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH=(100cmx190cm)
- $\varnothing$  26 mm/20 cm (lato monte)  $\varnothing$  20mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 1000 kN m

Il momento resistente della sezione vale:



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and results are as follows:

Titolo		N° figure elementari		N° strati barre	
1	Zoom	1	Zoom	2	Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	15.7	7
			2	26.5	223

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**  
 B450C C32/40  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

**Calcoli**  
 M<sub>xRd</sub> 2'279 kNm  
 $\sigma_c$  -18.13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  2.352 ‰  
 $\epsilon_s$  67.5 ‰  
 d 223 cm  
 x 7.508 x/d 0.03367  
 $\delta$  0.7

**Controlli**  
 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

$M_{rd} = 2279 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	61 di 134

### 10.3.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale :

$$V_{ed} = 330 \text{ kN/m}$$

Verifica a taglio per sezioni non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)				
Classe cls	$f_{ck}$	32.0		N/mm <sup>2</sup>
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5		
resistenza di calcolo	$f_{cd}$	18		N/mm <sup>2</sup>
larghezza membratura resistene	$b_w$	1000		mm
altezza membratura resistene	H	2300		mm
altezza utile	d	2070		mm
area della sezione	$A_{TOT}$	2070000		mm <sup>2</sup>
diametro ferro longitudinale	$\phi$	26		mm
area armatura	A	530.9		mm <sup>2</sup>
strato		1		
passo		200		mm
$n_f$ /strato		5		
area armatura totale	A <sub>I</sub>	2655		mm <sup>2</sup>
percentuale di armatura	rl	0.0013		
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0		N
	$s_{cp}$	0.00		N/mm <sup>2</sup>
	k	1.31		
	$v_{min}$	0.30		
	$V_{Rd1}$	521		kN
	$V_{Rd2}$	615		kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	615		kN

$$V_{Rd} = 615 \text{ kN/m} > V_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	62 di 134

### 10.3.3 Verifica fessurazione SLE

Per le opere sotto binario deve risultare che l'ampiezza massima delle fessure sia inferiore a (strutture a contatto con il terreno):

$$w_1 = 0.20 \text{ mm.}$$

Si procede al calcolo dell'apertura delle fessure prendendo in esame la combinazione SLE che fornisce la massima tensione di trazione sull'armatura

**Armatura verticale ( $\varnothing$  26mm/20 cm)**

$$\sigma_s = 97 \text{ MPa}$$

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2300 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	2.83E-04 -
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	26 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	5 -	s r, max	4.85E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	<b>ampiezza fessure:</b>	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	430 mm	<b>wk</b>	<b>0.14 mm</b>
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	97 MPa	LIMITE	0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -		
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		
				Sez. verificata

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	63 di 134

### Armatura orizzontale ( $\varnothing$ 26mm/20 cm)

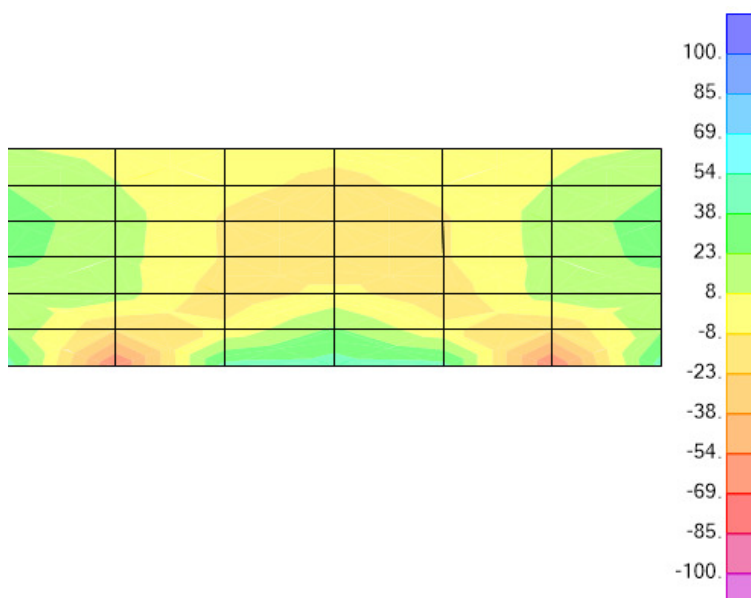
$\sigma_s = 129$  MPa

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2300 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	3.76E-04 -
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	26 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	5 -	s r, max	4.85E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	<b>ampiezza fessure:</b>	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	430 mm	<b>wk</b>	<b>0.18 mm</b>
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	129 MPa	LIMITE	0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -	<b>Sez. verificata</b>	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		

### 10.4 Verifica del paraghiaia

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

#### SLU

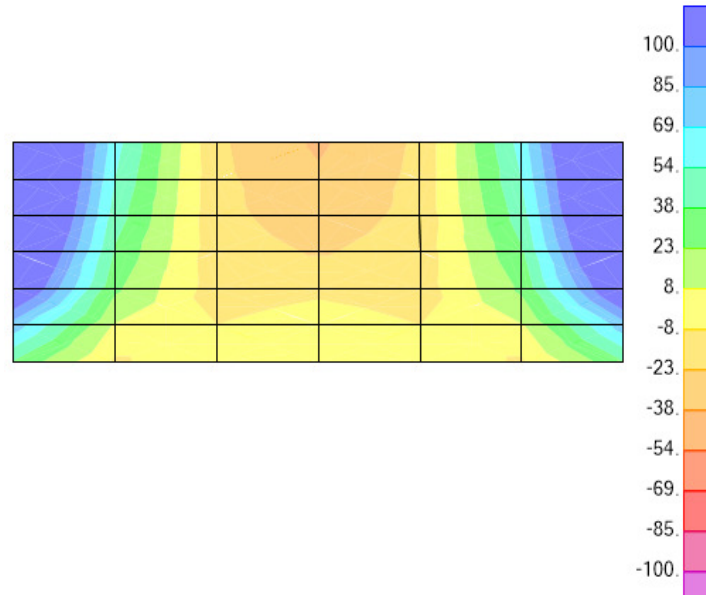


(M22 = 40 kN m/m)

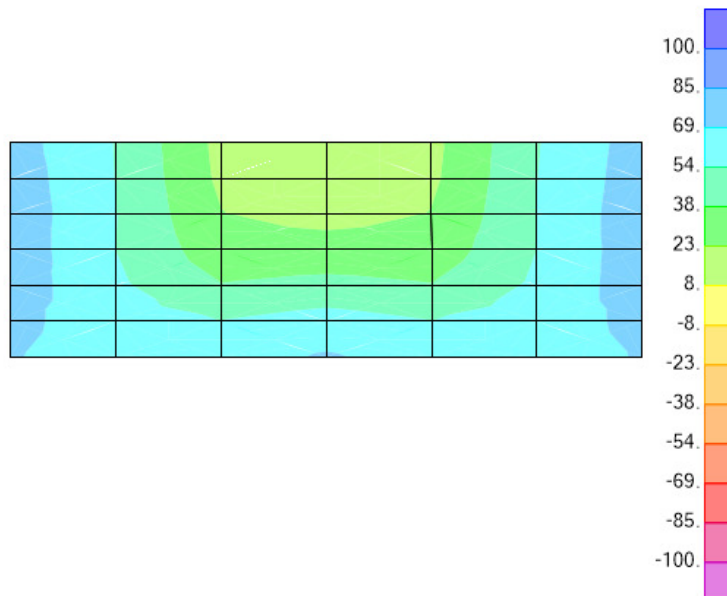
**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	64 di 134



(M11=130 kN m/m)



(Vmax = 70 kN/m)

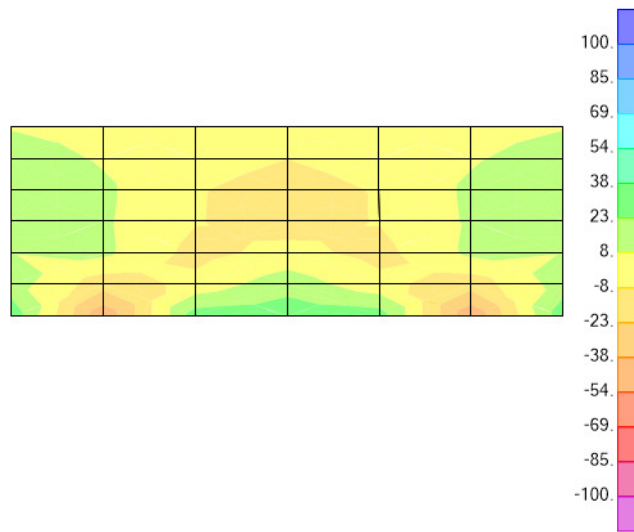


**VI02 - Viadotto in c.a.p**

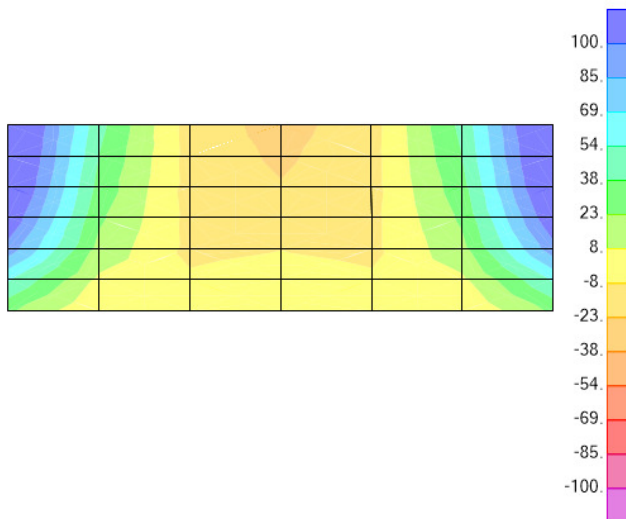
**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	65 di 134

**SLE**



(M22=30 kN m/m)



(M11=110 kN m/m)

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	66 di 134

### 10.4.1 Verifica a flessione SLU

#### Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

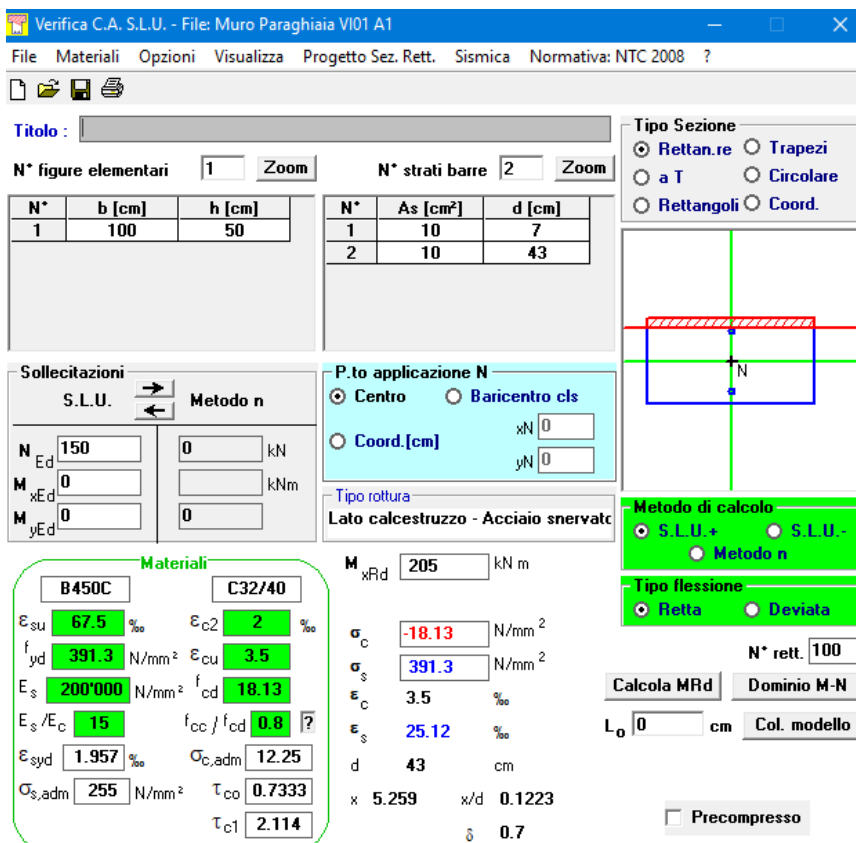
- Dimensioni BxH=(100cmx50cm)
- $\varnothing$  16 mm/20 cm (lato monte) e  $\varnothing$  16 mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 40 kN/m

Ned = 150 kN/m

Il momento resistente della sezione vale:



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data and settings:

- Titolo:** Muro Paraghaia VI01 A1
- File Menu:** File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008
- Input Parameters:**
  - N° figure elementari: 1
  - N° strati barre: 2
- Table 1 (Dimensions):**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50
- Table 2 (Reinforcement):**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10	7
2	10	43
- Sollecitazioni (S.L.U. Metodo n):**
  - N<sub>Ed</sub>: 150 kN
  - M<sub>xEd</sub>: 0 kNm
  - M<sub>yEd</sub>: 0 kNm
- P.to applicazione N:** Centro (selected)
- Materiali:** B450C, C32/40
  - $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰
  - $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰
  - $f_{yd}$ : 391.3 N/mm²
  - $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰
  - $E_s$ : 200'000 N/mm²
  - $f_{cd}$ : 18.13
  - $E_s/E_c$ : 15
  - $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8
  - $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰
  - $\sigma_{c,adm}$ : 12.25
  - $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²
  - $\tau_{co}$ : 0.7333
  - $\tau_{c1}$ : 2.114
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- Calcoli:**
  - M<sub>xRd</sub>: 205 kNm
  - $\sigma_c$ : -18.13 N/mm²
  - $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²
  - $\epsilon_c$ : 3.5 ‰
  - $\epsilon_s$ : 25.12 ‰
  - d: 43 cm
  - x: 5.259, x/d: 0.1223
  - $\delta$ : 0.7
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, L<sub>0</sub>: 0 cm, Col. modello, Precompresso

Mrd (Ned) = 205 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	67 di 134

## Armatura orizzontale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH = (100cmx50cm)
- $\varnothing$  16mm/10 cm (lato monte)  $\varnothing$  16 mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 130 kN m/m

Il momento resistente della sezione vale:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Paraghiaia VI01 A1

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	50	1	10	7
			2	20	43

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200'000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 18.13
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.7333
	$\tau_{c1}$ 2.114

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  21.33 ‰  
d 43 cm  
x 6.062 x/d 0.141  
 $\delta$  0.7

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

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.   
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

$M_{rd}(N_{ed}) = 321 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0204001

B

68 di 134

#### 10.4.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale :

$V_{ed} = 70 \text{ kN/m}$

#### Verifica a taglio per sezioni non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

Classe cls	$f_{ck}$	32.0	$\text{N/mm}^2$
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5	
resistenza di calcolo	$f_{cd}$	18	$\text{N/mm}^2$
larghezza membratura resistene	$b_w$	1000	mm
altezza membratura resistene	H	500	mm
altezza utile	d	450	mm
area della sezione	$A_{TOT}$	450000	$\text{mm}^2$
diametro ferro longitudinale	$\phi_l$	20	mm
area armatura	A	314.2	$\text{mm}^2$
strato		1	
passo		100	mm
$n_f/\text{strato}$		10	
area armatura totale	A <sub>I</sub>	3142	$\text{mm}^2$
percentuale di armatura	r <sub>l</sub>	0.0070	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	$s_{\phi p}$	0.00	$\text{N/mm}^2$
	k	1.67	
	$v_{min}$	0.43	
	$V_{Rd1}$	253	kN
	$V_{Rd2}$	192	kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	253	kN

$V_{rd} > V_{ed}$

La verifica è soddisfatta.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	69 di 134

### 10.4.3 Verifica fessurazione SLE

Per le opere sotto binario deve risultare in combinazione di carico SLE rara che l'ampiezza massima delle fessure sia inferiore a (strutture a contatto con il terreno):

$$w_1 = 0.20 \text{ mm.}$$

Si procede al calcolo dell'apertura delle fessure prendendo in esame la combinazione SLE che fornisce la massima tensione di trazione sull'armatura.

#### Armatura verticale ( $\phi$ 16mm/20 cm)

$$\sigma_s = 39 \text{ MPa}$$

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	500 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	1.14E-04 -
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	16 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	5 -	s r, max	5.46E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	<b>ampiezza fessure:</b>	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm	<b>wk</b>	<b>0.062 mm</b>
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	39 MPa	LIMITE	0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -		
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		
				<b>Sez. verificata</b>

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	70 di 134

### Armatura orizzontale (ø 16mm/10 cm)

$\sigma_s = 143 \text{ MPa}$

note	INPUT	
altezza sezione	h sez	500 mm
copriferro	copriferro	70 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	16 mm
numero barre al m	n.barre	10 -
classe cls	cls C	32 MPa
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	143 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
	k3	3.4 -
	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	4.17E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	3.79E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	
wk	0.158 mm
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

VI02 - Viadotto in c.a.p

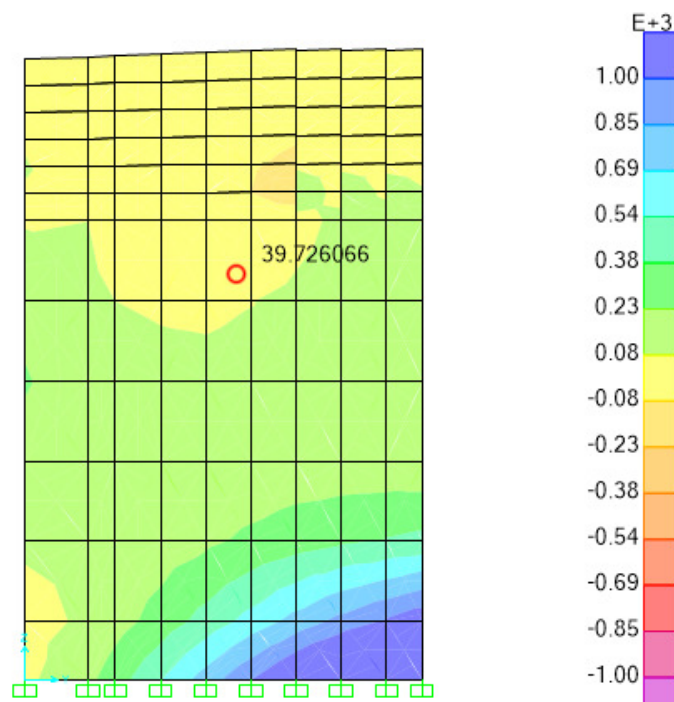
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	71 di 134

### 10.5 Verifica del muro andatore

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure

#### SLU



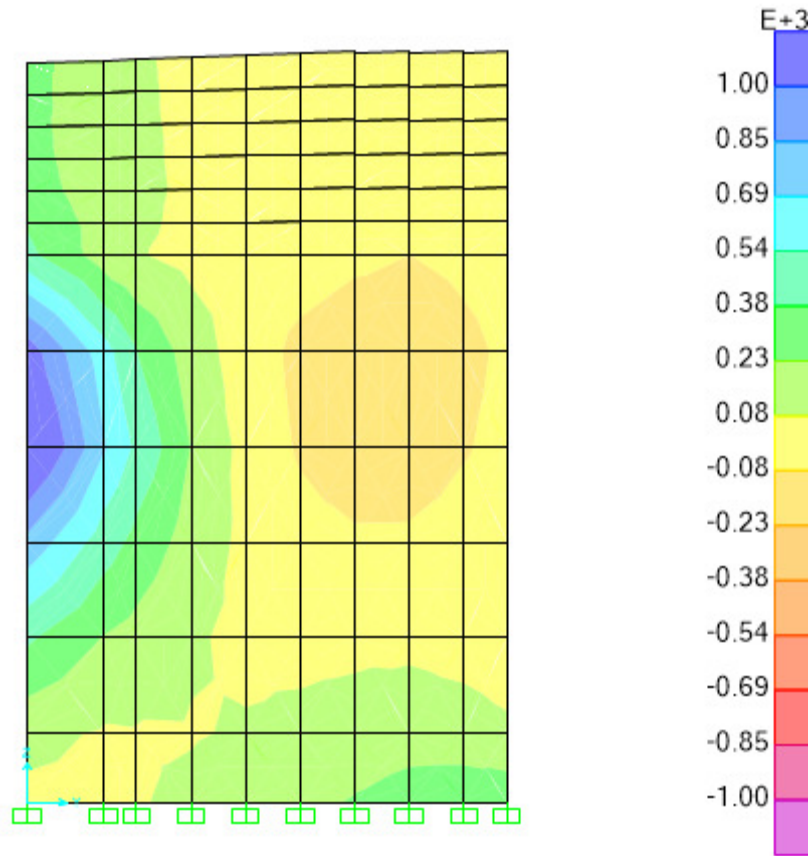
$$M_{22}(z=0) = 1400 \text{ kN m/m}$$

$$M_{22}(z=2\text{m}) = 500 \text{ kN m/m}$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	72 di 134



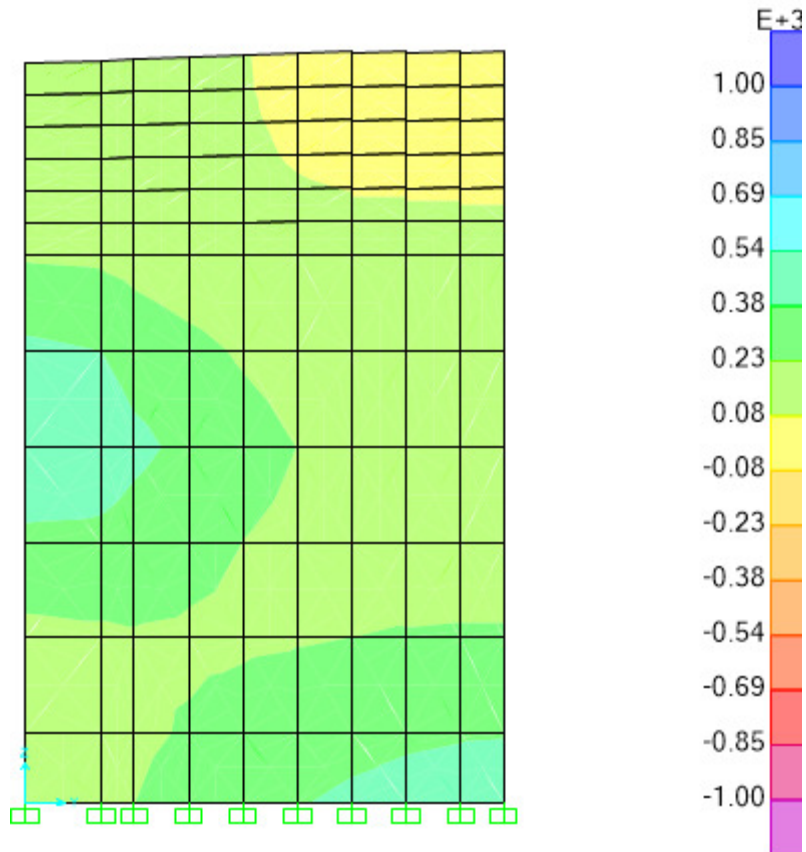
(M11 = 1100 kN m/m)



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	73 di 134



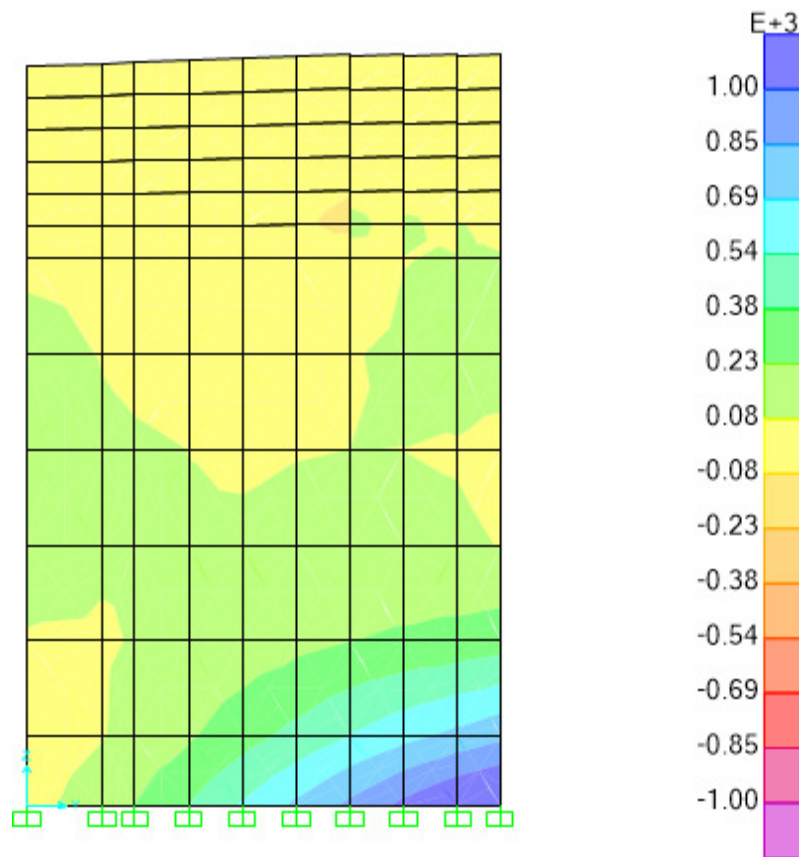
(Vmax = 450 kN/m)

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	74 di 134

SLE

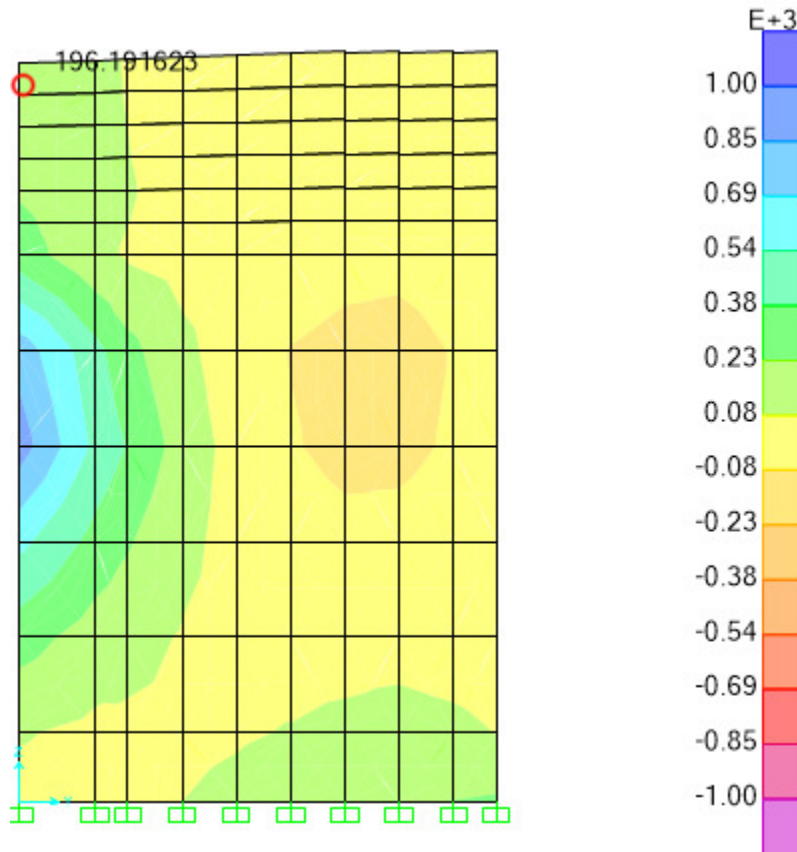


(M11 = 1050 kN/m)

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	75 di 134



( $M_{22} = 620 \text{ kN/m}$ )

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	76 di 134

### 10.5.1 Verifica a flessione SLU

#### Armatura verticale – muro andatore inferiore (z=0)

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

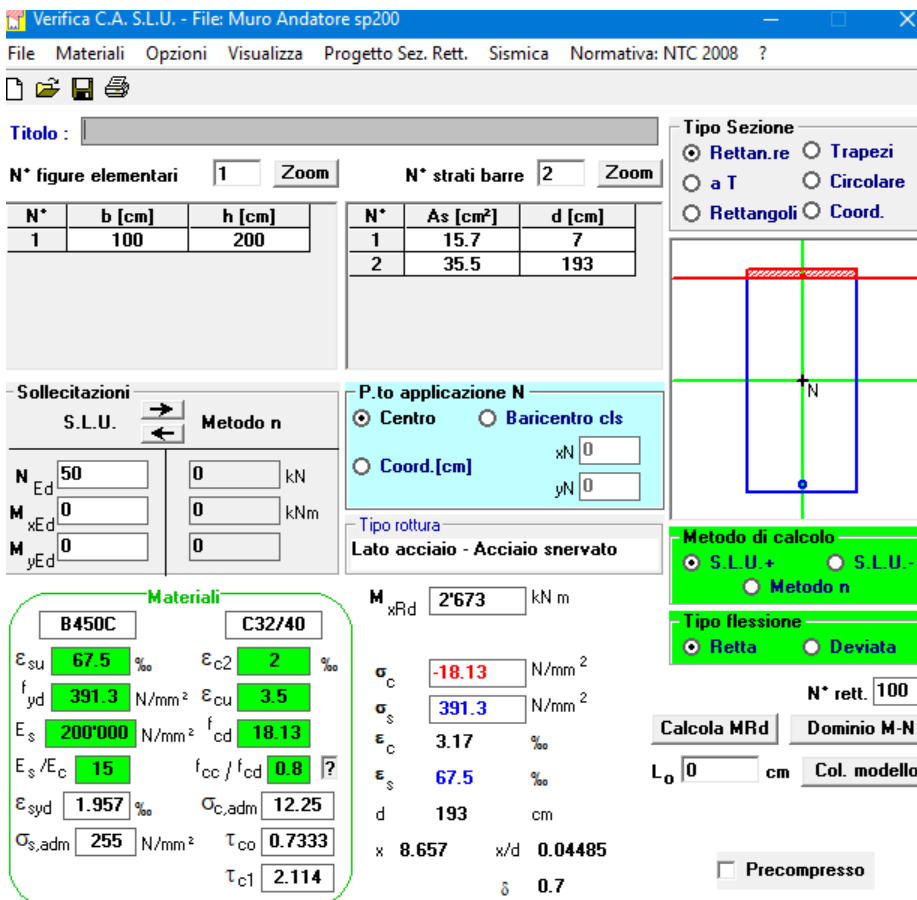
- Dimensioni BxH=(100cmx200cm) – base muro
- $\varnothing$  26 mm/15 cm (lato monte)  $\varnothing$  20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 1400 kN m/m

Ned = 50 kN/m/m

Il momento resistente della sezione vale:



**Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Andatore sp200**

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	200	1	15.7	7
			2	35.5	193

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200'000 N/mm²	$f_{cd}$	18.13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.7333
		$\tau_{c1}$	2.114

**Lato acciaio - Acciaio snervato**

$M_{xRd}$   kN m

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 L<sub>0</sub>  cm **Col. modello**  
 Precompresso

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	77 di 134

$M_{rd} (Ned) = 2673 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

Armatura verticale – muro andatore superiore (z=2m)

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

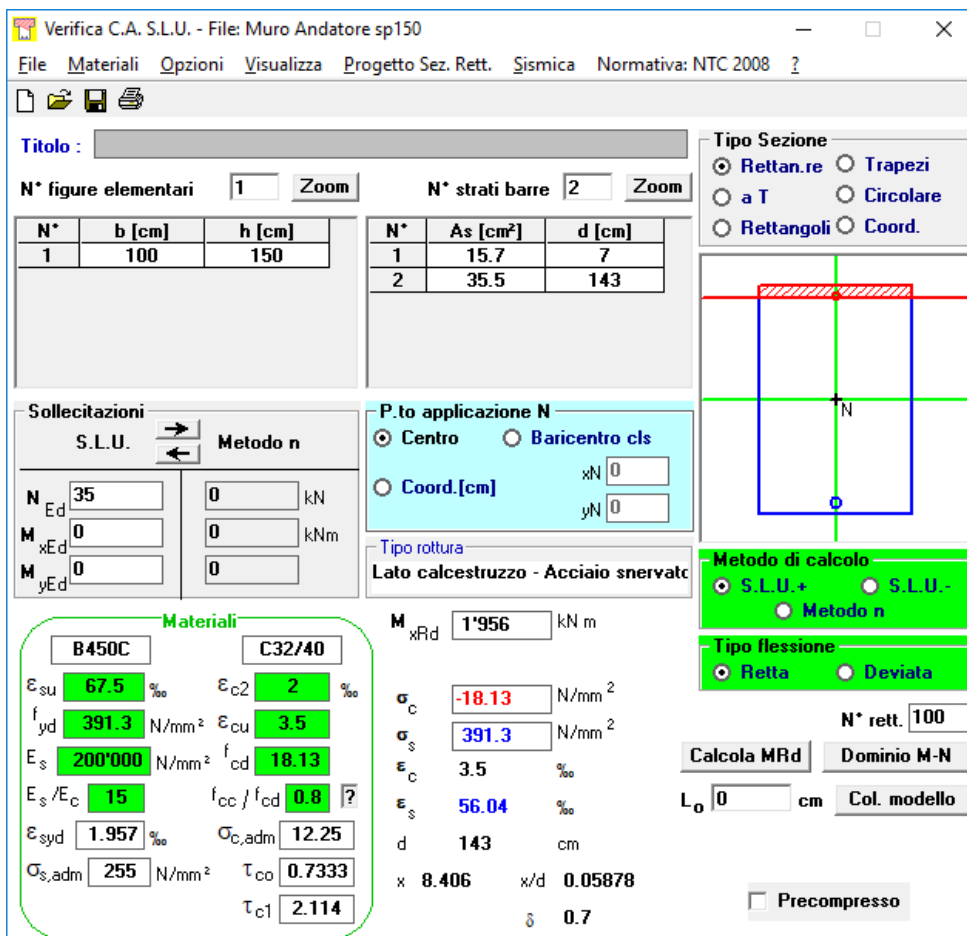
- Dimensioni BxH=(100cmx150cm)
- $\varnothing 26 \text{ mm}/15 \text{ cm}$  (lato monte)  $\varnothing 20\text{mm}/20 \text{ cm}$

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti:

$M_{ed} = 500 \text{ kN m/m}$

$N_{ed} = 35 \text{ kN/m/m}$

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Andatore sp150

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

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	15.7	7
			2	35.5	143

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$  35 0 kN  
 $M_{xEd}$  0 0 kNm  
 $M_{yEd}$  0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
 $L_0$  0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$M_{xRd}$  1'956 kN m  
 $\sigma_c$  -18.13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  56.04 ‰  
d 143 cm  
x 8.406 x/d 0.05878  
 $\delta$  0.7

$M_{rd} (Ned) = 1956 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0204001

B

78 di 134

## Armatura orizzontale

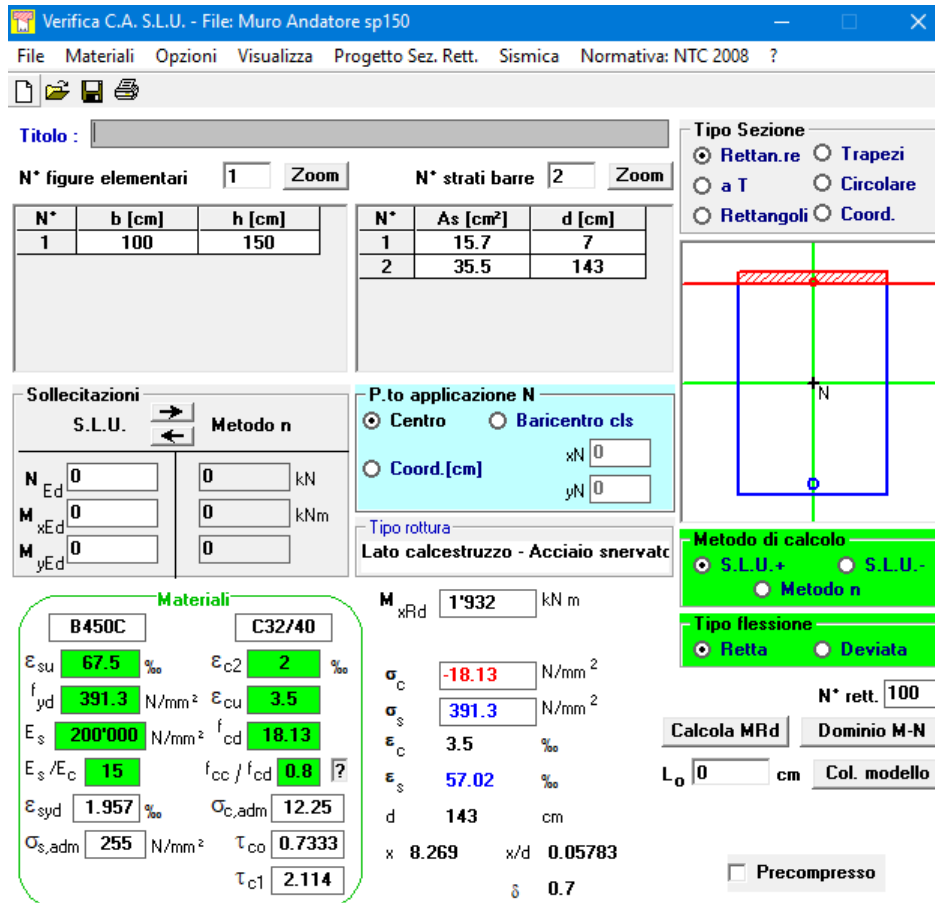
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH=(100cmx150cm) – sezione a mezz'altezza del muro
- $\varnothing$  26 mm/15 cm (lato monte)  $\varnothing$  20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 1100 kN m/m

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Andatore sp150

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]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.7	7
2	35.5	143

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

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviato

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub>  cm Col. modello

Precompresso

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kNm

Materiali:  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18.13 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
 τ<sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 57.02 ‰  
 d 143 cm  
 x 8.269 x/d 0.05783  
 δ 0.7

Mrd (Ned) = 1932 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	79 di 134

### 10.5.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale:

$V_{ed} = 410 \text{ kN/m}$

<b>Verifica a taglio per sezioni non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)</b>				
Classe cls	$f_{ck}$	32.0		$\text{N/mm}^2$
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5		
resistenza di calcolo	$f_{cd}$	18		$\text{N/mm}^2$
larghezza membratura resistene	$b_w$	1000		mm
altezza membratura resistene	H	1500		mm
altezza utile	d	1350		mm
area della sezione	$A_{TOT}$	1350000		$\text{mm}^2$
diametro ferro longitudinale	$\varnothing$	26		mm
area armatura	A	530.9		$\text{mm}^2$
	strato	1		
	passo	150		mm
	$n_r/\text{strato}$	7		
area armatura totale	Al	3540		$\text{mm}^2$
percentuale di armatura	rl	0.0026		
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0		N
	$s_{cp}$	0.00		$\text{N/mm}^2$
	k	1.38		
	$v_{min}$	0.32		
	$V_{Rd1}$	456		kN
	$V_{Rd2}$	436		kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	456		kN

$V_{rd} > V_{ed}$

Verifica soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	80 di 134

### 10.5.3 Verifica fessurazione SLE

Per le opere sotto binario deve risultare in combinazione di carico SLE rara che l'ampiezza massima delle fessure sia inferiore a (strutture a contatto con il terreno):

$$w_1 = 0.20 \text{ mm.}$$

Si procede al calcolo dell'apertura delle fessure prendendo in esame la combinazione SLE che fornisce la massima tensione di trazione sull'armatura.

**Armatura verticale ( $\varnothing$  26 mm/15 cm)**

$$\sigma_s = 136 \text{ MPa}$$

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2000 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	3.96E-04 -
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	26 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	6.67 -	s r, max	4.12E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	<b>ampiezza fessure:</b>	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	434 mm	<b>wk</b>	<b>0.163 mm</b>
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	136 MPa	LIMITE	0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -	Sez. verificata	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	81 di 134

### Armatura orizzontale ( $\varnothing$ 26 mm/15 cm)

$\sigma_s = 163$  MPa

note	INPUT	
altezza sezione	h sez	1500 mm
copriferro	copriferro	70 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	26 mm
numero barre al m	n.barre	6.67 -
classe cls	cls C	32 MPa
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	325 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	163 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
	k3	3.4 -
	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$ 4.75E-04 -
distanza max fessure	s r, max 4.12E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	<b>wk 0.196 mm</b>
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

 <p><b>RFI</b> RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO</p>	<p><b>VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA</b> <b>VARIANTE DI BAULADU</b></p>					
<p><b>VI02 - Viadotto in c.a.p</b> <b>Relazione di calcolo spalle e fondazioni</b></p>	<p>COMMESSA RR0H</p>	<p>LOTTO 01</p>	<p>CODIFICA D13CL</p>	<p>DOCUMENTO VI0204001</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 82 di 134</p>

## 11 ANALISI GLOBALE SPALLA B

### 11.1 Coefficienti di spinta del terreno

#### 11.1.1 Fase statica

La spalla in favore di sicurezza viene considerata quale rigida ai fini della valutazione della spinta orizzontale della terra. La forza statica è stata dunque valutata attraverso il coefficiente di spinta a riposo calcolata con la relazione:

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi')$$

Nel caso in esame tale coefficiente vale:  $K_0 = 1 - \sin(38^\circ) = 0.384$ .

La risultante della spinta è posta ad 1/3 dal basso rispetto all'altezza totale H.

#### 11.1.2 Fase sismica

La sovra spinta sismica del terreno a tergo della spalla viene calcolata secondo la teoria di Wood:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot S_T \cdot \gamma_T H^2$$

essa agisce alla quota 1/2 dell'altezza della spalla (H)

Il metodo prevede l'individuazione di un coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  ed uno verticale  $k_v$ , valutati secondo le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_s \cdot a_g / g$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h$$

Nel caso in esame si assume  $\beta_m = 1$  (strutture rigide).

Sulla base delle NTC08, il valore dell'accelerazione al suolo amplificata dai terreni presenti al di sotto della fondazione risulta pari a:

$$PGA = 0.057 \text{ g}$$

Risulta dunque:

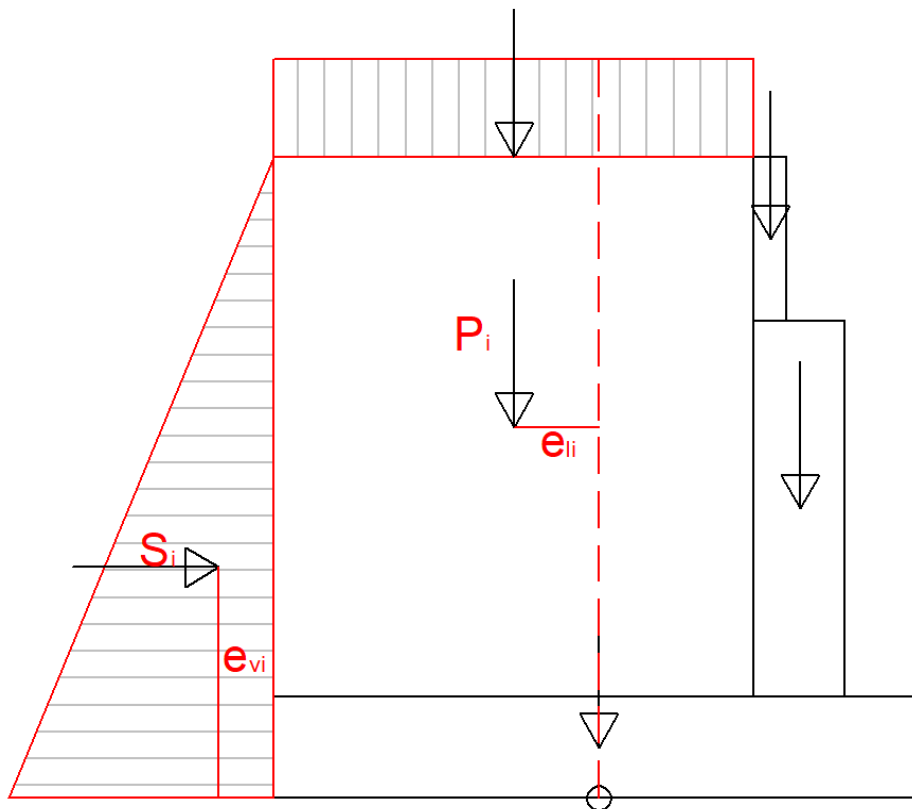
$$k_h = \beta_m \cdot PGA / g = \beta_m \cdot S_T \cdot PGA / g = 1 \cdot 1.0 \cdot 0.057 = 0.57$$

$$k_v = \pm 0.028$$

## 11.2 Carichi da spalla

Si adotta la seguente simbologia:

- $b_l$  dimensione dell'elemento in direzione longitudinale [m]
- $b_t$  dimensione dell'elemento in direzione trasversale [m]
- $h$  altezza dell'elemento [m]
- $V/A$  volume/area dell'elemento [ $m^3 m^2$ ]
- $P$  peso dell'elemento/sovraccarico [KN]
- $e_l e_t e_v$  eccentricità del carico rispetto al baricentro della fondazione rispettivamente longitudinale, trasversale e verticale [m]
- $m_l, m_t$  contributo del carico in termini di momento longitudinale e trasversale [kNm]



**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	84 di 134

### 11.2.1 *Peso proprio della struttura*

ELEMENTI	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	V [m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Muro Paraghiaia	0.50	8.60	2.90	12.5	312	-0.10	0.00	9.96	-31	0
Muro frontale	1.90	8.60	7.00	114.4	2860	1.47	0.00	5.50	4203	0
Muro andatore SX	4.85	1.50	9.70	70.6	1764	-1.90	-4.00	6.85	-3352	-7057
Muro andatore DX	4.95	1.50	9.70	72.0	1801	-1.90	4.00	6.85	-3421	7202
Fondazione	8.75	9.60	2.00	168.0	4200	0.00	0.00	1.00	0	0

### 11.2.2 *Peso proprio del rinterro*

	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	V [m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Rinterro	4.85	5.60	9.70	263.5	5269	-1.90	0.00	6.85	-10011	0

### 11.2.3 *Peso proprio dei sovraccarichi permanenti*

Per il peso della massicciata ferroviaria (comprensiva di armamento) si assume uno spessore equivalente di 0.8m e peso per unità di volume pari a 20 KN/m<sup>3</sup>.

	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	qp[kN/m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]
sovrastuttura ferroviaria	4.85	5.60	9.70	263.5	5269	-1.90	0.00	6.85	-10011

### 11.2.4 *Sovraccarichi accidentali*

Si assume un carico da traffico pari a 50 kPa, applicato uniformemente su una striscia di terreno larga 2.75 m in asse al binario.

	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	q <sub>v</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Accidentali	4.85	2.75	-	50.00	667	-1.90	0.00	11.60	-1267	0

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	85 di 134

### 11.2.5 Spinta permanente a tergo della spalla

La spinta del terreno  $F_1$  [kN] presenta una distribuzione triangolare sull'altezza  $H$  del paramento di larghezza  $b$ , con risultante orizzontale espressa dalla formula  $F_1 = 0.5 k_0 \gamma_{terr} H^2 B$ , applicata ad una quota pari a  $H/3$ .

$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$K_0$	$H$ [m]	$b$ [m]	$F_1$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]
20.0	38.00	0.384	11.70	8.60	4525	3.90	17646

### 11.2.6 Spinta del sovraccarico permanente

La spinta del sovraccarico permanente  $F_2$  [kN] presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza  $H$  del paramento di larghezza  $b$ , con risultante orizzontale espressa dalla formula  $F_2 = k_0 q_p B H$ , applicata ad una quota pari a  $H/2$ .

$q$ [kN/mq]	$K_0$	$H$ [m]	$b$ [m]	$F_2$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]
16.00	0.384	11.70	8.60	619	5.85	3620

### 11.2.7 Spinta del sovraccarico accidentale

La spinta del sovraccarico accidentale  $F_{qa}$  [kN] presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza  $H$  del paramento di larghezza  $b$ , con risultante orizzontale espressa dalla formula  $F_{qa} = k_0 q_a B H$ , applicata ad una quota pari a  $H/2$ .

$q$ [kN/mq]	$K_0$	$H$ [m]	$b$ [m]	$F_{qa}$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]
50.00	0.384	11.70	8.60	1934	5.85	11312

### 11.2.8 Azioni sismiche

#### Incremento della spinta del terreno in fase sismica

L'incremento della spinta del terreno in fase sismica secondo la formulazione di Wood vale:

$a/g$	$S$	$\beta_m$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$H$ [m]	$b$ [m]	$\Delta E_d$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]
0.057	1	1.00	20.0	11.70	8.6	1342	5.85	7851

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	86 di 134

### Forza inerziale delle masse

Nella tabella che segue si riportano le forze d'inerzia dei vari elementi che costituiscono la struttura.

	P [kN]	Direzione orizzontale			Direzione verticale		
		E.I. [kN]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]	E.I. [kN]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]
Muro Paraghiaia	312	18	9.96	177	9	-0.10	-1
Muro frontale	2655	151	5.25	795	76	1.47	111
Muro andatore SX	1782	102	6.70	681	51	-2.00	-102
Muro andatore DX	1782	102	6.70	681	51	-2.00	-102
Fondazione	4200	239	1.00	239	120	0.00	0
Terreno di rinterro	5269	300	6.85	2686	150	-1.90	-381

### 11.2.9 Scarichi sugli appoggi

Gli scarichi dell'impalcato sugli appoggi in fase statica ed in fase sismica allo SLV sono desunti dall'analisi strutturale dell'impalcato, a cui si rimanda per maggiori dettagli.

### 11.3 Azioni agenti all'intradosso della fondazione

La tabella riassume i carichi elementari riportati al baricentro della fondazione.

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	87 di 134

	<b>N</b> <b>[kN]</b>	<b>Ml</b> <b>[kNm]</b>	<b>Mt</b> <b>[kNm]</b>	<b>Fl</b> <b>[kN]</b>	<b>Ft</b> <b>[kN]</b>	
Peso proprio	10936	-2601	146	0	0	<b>STATICA</b>
Peso rinterro	5269	-10011	0	0	0	
sovrastuttura ferroviaria	574	-1080	0	0	0	
peso accidentali traffico	667	-1267	0	0	0	
Spinta terreno (K0)	0	17646	0	4525	0	
Spinta sovraccarico sovrastuttura (K0)	0	3620	0	619	0	
Spinta acc. Traffico (K0)	0	11312	0	1934	0	
Incremento spinta sismica terreno	0	7851	0	1342	0	<b>SISMICA</b>
Effetti inerziali struttura long.	0	5258	0	912	0	
Effetti inerziali struttura trasv.	0	0	5258	0	912	
Effetti inerziali verticali (+)	456	-474	0	0	0	
G1	1505	2408	0	0	0	<b>AZIONI DA IMPALCATO</b>
G2	1114	1783	-1	0	0	
LM 71 gruppo 1	1838	-1096	1388	-454	242	
SW/2 gruppo 1	2017	-449	1538	-413	243	
LM 71 gruppo 3	1838	-5132	642	-907	123	
SW/2 gruppo 3	2017	-4115	765	-825	121	
Resistenza parassita vincoli	0	2530	0	284	0	
Vento	0	0	1309	0	184	
Sisma long	0	1329	0	149	0	
Sisma trasv	0	0	664	0	75	
Sisma vert	24	38	0	0	0	

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	88 di 134

### 11.3.1 Coefficienti di combinazione

#### AZIONI DA SPALLA

	Peso proprio	Peso rinterro	sovrastuttura ferroviaria	peso accidentali traffico	Spinta terreno (K0)	Spinta sovraccarico sovrastuttura (K0)	Spinta acc. Traffico (K0)	Incremento spinta sismica terreno	Effetti inerziali struttura long.	Effetti inerziali struttura trasv.	Effetti inerziali verticali (+)
SLE1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU1	1.35	1.35	1.50	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU2	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU3	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU4	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU5	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLV1	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.30	0.30
SLV2	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLV3	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	0.30	1.00	0.30
SLV4	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	0.30	1.00	-0.30



**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	89 di 134

**AZIONI DA IMPALCATO**

	G1	G2	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Resistenza parassita vincoli	Vento	Sisma long	Sisma trasv	Sisma vert
SLE1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLE2	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLE3	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLE4	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLE5	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLU1	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
SLU2	1.35	1.50	1.45	0.00	0.00	0.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLU3	1.35	1.50	0.00	1.45	0.00	0.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLU4	1.35	1.50	0.00	0.00	1.45	0.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLU5	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	1.45	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLV1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.30	0.30
SLV2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.30	-0.30
SLV3	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	1.00	0.30
SLV4	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	1.00	-0.30

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	90 di 134

11.3.2 *Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso)*

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE1	20065	10498	1454	5143	184
SLE2	21903	23243	2318	6908	352
SLE3	22082	23891	2468	6948	353
SLE4	21903	19208	1572	6454	233
SLE5	22082	20224	1696	6536	231
SLU1	26441	15988	2159	6944	276
SLU2	30073	31999	3386	9431	517
SLU3	30333	32938	3604	9490	518
SLU4	30073	26148	2305	8773	344
SLU5	30333	27621	2483	8892	341
SLV1	20043	29584	2050	8036	321
SLV2	19756	29846	2050	8036	321
SLV3	20043	25781	6345	7384	1035
SLV4	19756	26042	6345	7384	1035

## 12 VERIFICHE GEOTECNICHE SPALLA B

### 12.1 Sollecitazioni di calcolo

La tabella seguente riassume le sollecitazioni combinate all'intradosso della fondazione e le dimensioni "efficaci" della fondazione.

	<b>N</b> [kN]	<b>Ml</b> [kNm]	<b>Mt</b> [kNm]	<b>Fl</b> [kN]	<b>Ft</b> [kN]	<b>B'</b> [m]	<b>L'</b> [m]
SLU1	26441	15988	2159	6944	276	7,54	9,44
SLU2	30073	31999	3386	9431	517	7,54	9,44
SLU3	30333	32938	3604	9490	518	7,54	9,44
SLU4	30073	26148	2305	8773	344	7,54	9,44
SLU5	30333	27621	2483	8892	341	7,54	9,44
SLV1	20043	29584	2050	8036	321	7,54	9,44
SLV2	19756	29846	2050	8036	321	7,54	9,44
SLV3	20043	25781	6345	7384	1035	7,54	9,44
SLV4	19756	26042	6345	7384	1035	7,54	9,44

Le verifiche sono state condotte secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3), a cui corrispondono i seguenti fattori di sicurezza sulle resistenze e sulle caratteristiche del terreno di fondazione:

(R3)	Capacità portante	Scorrimento
$\gamma_r$	2.3	1.1

Parametri geotecnici (M1)	
c (MPa)	0
$\phi$ (°)	63

### 12.2 Verifica a capacità portante

La verifica a capacità portante è definita dalla relazione:

$$q_{lim}/\gamma_r \geq q_{es}$$

Il valore del carico limite del terreno di fondazione è stato determinato con la formula di Terzaghi, opportunamente modificata tramite fattori correttivi:

$$q_{lim} = c N_c s_c i_c d_c b_c g_c z_c + q N_q s_q i_q d_q b_q g_q z_q + N_\gamma \gamma (B'/2) s_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	92 di 134

$c'$  = coesione efficace;

$\gamma$  = peso per unità di volume del terreno di fondazione;

$B'$  = larghezza fondazione equivalente con carico centrato;

$N_c N_q N_\gamma$  = Fattori di capacità portante;

$s_c s_q s_\gamma$  = fattori di forma;

$i_c i_q i_\gamma$  = fattori di inclinazione del carico;

$d_c d_q d_\gamma$  = fattori di profondità del piano d'appoggio;

$b_c b_q b_\gamma$  = fattori di inclinazione base della fondazione;

$g_c g_q g_\gamma$  = fattori di inclinazione del piano di campagna;

$z_c z_q z_\gamma$  = fattori in fase sismica (Paolucci-Pecker 1977).

La pressione massima agente è stata determinata come segue:

$$q_{es} = N/B'L'$$

$N$  = azione normale alla fondazione

$B', L'$  = dimensioni della fondazione equivalente con carico centrato:  $B' = B - 2e_{trasv}$ ,  $L' = L - 2e_{long}$ .

La tabella seguente esplicita i parametri impiegati per il calcolo della capacità portante della fondazione.

	q [kPa]	Nq [kPa]	s q	i q	d q	b q	g q	γ [kN/m3]	N γ [kPa]	s γ	i γ	d γ	b γ	g γ
SLU1	48,00	8261	2,39	0,62	1,01	1,00	1,00	24,00	32430	2,39	0,46	1,00	1,00	1,00
SLU2	48,00	8261	2,39	0,56	1,01	1,00	1,00	24,00	32430	2,39	0,38	1,00	1,00	1,00
SLU3	48,00	8261	2,39	0,56	1,01	1,00	1,00	24,00	32430	2,39	0,38	1,00	1,00	1,00
SLU4	48,00	8261	2,39	0,58	1,01	1,00	1,00	24,00	32430	2,39	0,41	1,00	1,00	1,00
SLU5	48,00	8261	2,39	0,58	1,01	1,00	1,00	24,00	32430	2,39	0,41	1,00	1,00	1,00
SLV1	48,00	8261	2,39	0,45	1,01	1,00	1,00	24,00	32430	2,39	0,27	1,00	1,00	1,00
SLV2	48,00	8261	2,39	0,44	1,01	1,00	1,00	24,00	32430	2,39	0,26	1,00	1,00	1,00
SLV3	48,00	8261	2,39	0,49	1,01	1,00	1,00	24,00	32430	2,39	0,30	1,00	1,00	1,00
SLV4	48,00	8261	2,39	0,48	1,01	1,00	1,00	24,00	32430	2,39	0,30	1,00	1,00	1,00

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	93 di 134

A vantaggio di sicurezza si trascura il contributo del terreno di ricoprimento, l'affondamento della fondazione è dunque pari al suo spessore.

Si assume una quota di falda posta a -7m dal piano di fondazione.

La tabella riassume i risultati delle verifiche:

	Capacità portante		
	qrd [kPa]	qed [kPa]	FS = qrd/qed [-]
SLU1	1406546	372	>100
SLU2	1186169	423	>100
SLU3	1189218	426	>100
SLU4	1278407	423	>100
SLU5	1272369	426	>100
SLV1	833895	282	>100
SLV2	815034	278	>100
SLV3	933123	282	>100
SLV4	914404	278	>100

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	94 di 134

### 12.3 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento è definita dalla relazione:

$$S_{rd} = S_d / \gamma_r \geq S_{ed}$$

L'azione resistente è stata calcolata tramite la relazione:

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B' L'$$

N = azione normale alla fondazione

c' = coesione efficace (assunto nullo)

B', L' = dimensioni della fondazione equivalente con carico centrato

S<sub>ed</sub> = azione orizzontale agente sulla fondazione;

	Scorrimento		
	Srd [kN]	Sed [kN]	FS=Srd/Sed [-]
SLU1	47176	6949	6.79
SLU2	53657	9445	5.68
SLU3	54120	9504	5.69
SLU4	53657	8780	6.11
SLU5	54120	8899	6.08
SLV1	35761	8043	4.45
SLV2	35248	8043	4.38
SLV3	35761	7456	4.80
SLV4	35248	7456	4.73

## 13 VERIFICA A RIBALTAMENTO SPALLA B

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) adoperando i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Parametri geotecnici ridotti (M2)	
c (MPa)	0
$\phi$	32

### 13.1 Verifica a ribaltamento in condizioni statiche

Di seguito si riportano i calcolo delle azioni agenti sulla spalla in termini di forze orizzontali e verticali e momenti valutati rispetto al piede di valle del plinto di fondazione, dove:

$F_l$  = forza orizzontale agente in direzione longitudinale

$e_z$  = eccentricità della forza  $F_l$  rispetto al piede di valle di intradosso del piano di fondazione,

$M = F_l * e_z$ ,

$N$  = azione verticale

$e_x$  = eccentricità delle forze verticali rispetto al piede di valle della fondazione.

Spinte			
Azione	$F_l$ [kN]	$e_z$ [m]	$M$ [kNm]
Spinta del terreno (statica)	5533	3.90	-21578
Incremento spinta per sovraccarico sovrastruttura	757	5.85	-4426
Incremento spinta per carichi accidentali	2364	5.85	-13832

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	96 di 134

<b>Azioni peso proprio spalla e rinterro</b>			
Elemento	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
Muro Paraghiaia	312	4.45	1387
Muro frontale	2860	2.90	8293
Muro andatore SX	1764	6.28	11079
Muro andatore DX	1801	6.28	11308
Fondazione	4200	4.38	18375
Terreno di rinterro	5269	6.28	33090
sovrastuttura ferroviaria	574	6.28	3606
Accidentali	667	6.28	4188

<b>Azione da impalcato: carichi verticali</b>			
Azione	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
G1	1505	2.80	4213
G2	1114	2.80	3120
LM 71 gruppo 1	1838	2.80	5146
SW/2 gruppo 1	2017	2.80	5648
LM 71 gruppo 3	752	2.80	2107
SW/2 gruppo 3	557	2.80	1560
Resistenza parassita vincoli	0	2.80	0

<b>Azione da impalcato: forze longitudinali</b>			
Azione	FI [kN]	ez [m]	M [kNm]
G1	0	9.40	0
G2	0	9.40	0
LM 71 gruppo 1	-454	9.40	-4264
SW/2 gruppo 1	-413	9.40	-3882
LM 71 gruppo 3	-907	9.40	-8526
SW/2 gruppo 3	-825	9.40	-7755
Resistenza parassita vincoli	-284	9.40	-2672



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	97 di 134

Le azioni elementari sono state combinate secondo i seguenti coefficienti:

#### AZIONI DA SPALLA

		Spinta del terreno	Incremento spinta per sovraccarico sovrastruttura	Incremento spinta per carichi accidentali	Muro Paraghiaia	Muro frontale	Muro andatore SX	Muro andatore DX	Fondazione	Terreno di rinterro	sovrastruttura ferroviaria	Accidentali
EQU	0	1.10	1.10	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00
	1	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50
	2	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50
	3	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50
	4	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50

#### AZIONI DA IMPALCATO

		G1	G2	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Resistenza parassita vincioli
EQU	0	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1	0.90	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00	1.00
	2	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.00
	3	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.00
	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.00

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	98 di 134

I risultati delle verifiche sono riassunti nella tabella seguente.

Ribaltamento (Statica)	Mstab [KNm]	Mdestab [KNm]	FS = Mstab/Mdestab [-]
EQU0	85024	-28605	2.97
EQU1	99026	-58421	1.70
EQU2	93177	-57849	1.61
EQU3	87866	-64814	1.36
EQU4	87046	-63658	1.37

### 13.2 Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche

Alle azioni precedentemente menzionate (statica) si aggiungono, l'incremento di spinta sismica del terreno a tergo della spalla, le azioni inerziali e le reazioni sismiche degli appoggi dell'impalcato.

	FI [kN]	ez [m]	M [kNm]
Incremento spinta sismica	-1342	5.85	-7851

AZIONI INERZIALI	Fv [kN]	ex [m]	M [kNm]	FI [kN]	ev [m]	M [kNm]
Muro paraghiaia	8.9	4.45	40	-18	9.96	-177
Muro frontale	81.5	2.90	236	-163	5.25	-856
Muro andatore SX	50.3	6.28	316	-101	6.70	-674
Muro andatore DX	51.3	6.28	322	-103	6.70	-688
Fondazione	119.7	4.38	524	-239	1.00	-239
Terreno di rinterro	150.2	6.28	943	-300	6.85	-2057
<b>Azioni inerziali complessive</b>			<b>2381</b>			<b>-4691</b>

Azioni sismiche da impalcato	Fv [kN]	ex [m]	M [KNm]	FI [kN]	ev [m]	M [KNm]
Sisma long	0	2.8	0	-149	9.4	-1404
Sisma vert	24	2.8	66	0	8.9	0

Le azioni elementari sono state combinate attraverso i seguenti coefficienti di combinazione:



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	100 di 134

**AZIONI DA IMPALCATO**

		G1	G2	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Resistenza parassita vincoli	Sisma long	Sisma vert
EQU SISMA (x+0.3z)	1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	3	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	4	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	5	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
EQU SISMA (0.3x+z)	6	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	7	1.00	0.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	8	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	9	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	10	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
EQU SISMA (x-0.3z)	11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	1.00	0.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	13	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	14	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	15	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EQU SISMA (0.3x-z)	16	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	17	1.00	0.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	18	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	19	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	20	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	101 di 134

La tabella seguente riassume gli esiti delle verifiche indicano il fattore di sicurezza FS quale rapporto tra momenti stabilizzanti e momenti destabilizzanti.

Ribaltamento (sismica)		M stab [KNm]	M destab [KNm]	FS=Mstab/Mdest [-]
EQU SISMA (x+0.3z)	1	95185	-44528	2.14
	2	104808	-55949	1.87
	3	104075	-55795	1.87
	4	103763	-54778	1.89
	5	103763	-54525	1.90
EQU SISMA (0.3x+z)	6	96852	-41244	2.35
	7	105850	-58946	1.80
	8	105741	-58792	1.80
	9	105429	-57776	1.82
	10	101216	-57522	1.76
EQU SISMA (x-0.3z)	11	93757	-44528	2.11
	12	102755	-62230	1.65
	13	102646	-62076	1.65
	14	102334	-61059	1.68
	15	94595	-52379	1.81
EQU SISMA (0.3x-z)	16	92091	-41244	2.23
	17	101089	-58946	1.71
	18	100980	-58792	1.72
	19	100668	-57776	1.74
	20	96454	-57522	1.68

## 14 VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE SPALLA B

### 14.1 Sollecitazioni combinate intradosso fondazione

La tabella seguente riporta i carichi combinati agenti sul piano di fondazione (vedi figura sottostante).

combo	N [kN]	MI [kNm]	Mt kNm]	F [kN]	Ft [kN]
SLE1	20065	10498	1454	5143	184
SLE2	21903	23243	2318	6908	352
SLE3	22082	23891	2468	6948	353
SLE4	21903	19208	1572	6454	233
SLE5	22082	20224	1696	6536	231
SLU1	26441	15988	2159	6944	276
SLU2	30073	31999	3386	9431	517
SLU3	30333	32938	3604	9490	518
SLU4	30073	26148	2305	8773	344
SLU5	30333	27621	2483	8892	341
SLV1	20043	29584	2050	8036	321
SLV2	19756	29846	2050	8036	321
SLV3	20043	25781	6345	7384	1035
SLV4	19756	26042	6345	7384	1035

### 14.2 Verifiche strutturali del plinto

La verifica dell'armatura viene eseguita con riferimento alla parte di plinto aggettante dal muro frontale della spalla.

Nella tabella sono riportate le pressioni del terreno esercitate sul plinto di fondazione nelle combinazioni prese in esame (SLE\_rara, SLU e SLV) per la direzione longitudinale.

combo	e_long [m]	qmax [kPa]	qmin [kPa]
SLE1	0.52	325	153
SLE2	0.79	402	119
SLE3	0.81	409	116
SLE4	0.62	371	150
SLE5	0.66	381	144
SLU1	0.35	390	240
SLU2	0.80	554	162
SLU3	0.82	564	158
SLU4	0.62	509	207
SLU5	0.66	524	199
SLV1	1.15	427	51
SLV2	1.18	425	45
SLV3	0.97	398	79
SLV4	1.00	396	74

Lo schema di calcolo è quello di mensola (L=2.0m).

All'azione della pressione del terreno si sottrae quella legata al peso della fondazione, ignorando, a vantaggio di sicurezza, il contributo del peso del terreno di ricoprimento.

combo	Med [kNm/m]	Ved [KN/m]
SLE1	575	510
SLE2	847	640
SLE3	863	652
SLE4	777	592
SLE5	799	609
SLU1	802	645
SLU2	1167	918
SLU3	1190	935
SLU4	1064	849
SLU5	1097	873
SLV1	911	667
SLV2	908	664
SLV3	844	623
SLV4	842	619

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	104 di 134

I valori massimi risultano:

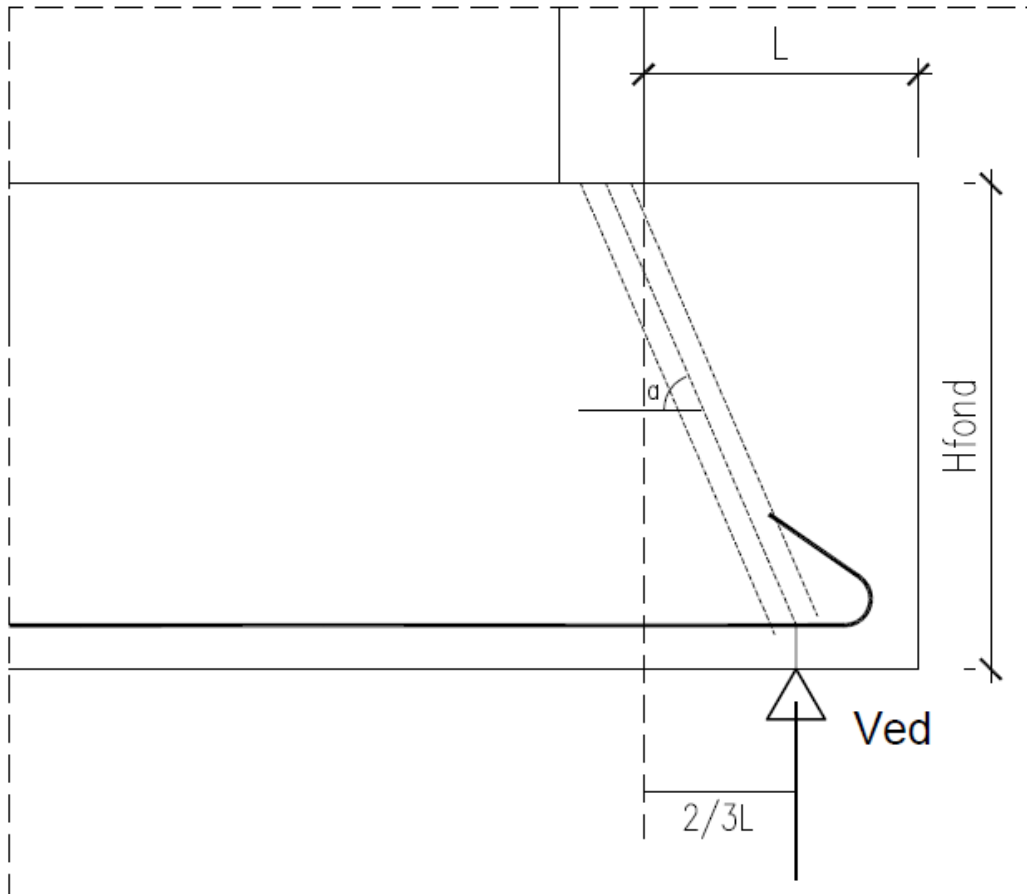
max	M ed [kNm/m]	V ed [KN/m]
SLE	863	652
SLU-SLV	1190	935

#### 14.2.1 *Verifica a flessione SLU – SLE*

Il plinto viene armato con una maglia inferiore costituita da barre  $\phi 32$  passo 15cm (longitudinale) e barre  $\phi 26$  passo 20cm (trasversale); mentre la maglia superiore è costituita da barre  $\phi 24$  passo 20cm in entrambe le direzioni.

Essendo la mensola molto tozza (luce / spessore  $\leq 1$ ), si procede alla verifica dell'armatura di flessione mediante un modello tirante puntone, schematizzando la forza sollecitante applicata a 2/3 della lunghezza della mensola del plinto.





$$\operatorname{tg} a = (H_{\text{fond}} - c) / (2/3L + 0.2s_{\text{muro frontale}}) = 1.12$$

$$a = 48.2^\circ \text{ (angolo di inclinazione puntone compresso)}$$

- Verifica dell'armatura tesa

Il tiro sull'armatura vale :

$$T_{slu} = V_{ed,slu} / \operatorname{tg} a = 835 \text{ KN/m}$$

$$T_{sle} = V_{ed,sle} / \operatorname{tg} a = 582 \text{ KN/m}$$

La tensione massima sull'armatura è (barre  $\phi$  32 /15cm):

$$\sigma_{slu} = T_{slu} / A_{sl} = 156 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sle} = T_{sle} / A_{sl} = 109 \text{ Mpa}$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	106 di 134

La tensione sulla barra allo SLU è minore di quella di calcolo dell'acciaio ( $f_{yd} = 391$  MPa) pertanto la verifica è soddisfatta.

Allo SLE si procede alla verifica a fessurazione :

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	150 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	32 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	80 mm
altezza efficace	hc,eff	200 -
classe cls	cls C	25 MPa
tensione max barra	$\sigma_s$	109 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
(fisso)	k3	3.4 -
(fisso)	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	3.17E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	4.21E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	
wk	0.13 mm
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

### Verifica del puntone di calcestruzzo

Lo sforzo nella biella compressa vale:

$$P_{slu} = V_{ed,slu} / \sin \alpha = 1254 \text{ KN/m}$$

La resistenza della biella compressa vale

$$P_{rd} = 0.4 b d f_{cd} = 10829 \text{ KN/m} > P_{slu}$$

La verifica è soddisfatta.

### 14.2.2 Verifica a taglio SLU

L'armatura a taglio del plinto è costituita da spille/cavallotti chiusi  $\phi 16$  passo 20x50cm .

Resistenza dell'armatura :

$$V_{Rds} = A_{sw} / s * f_{yd} * 0.9d \cotg \theta = 1358 \text{ KN/m}$$

con

$$\cotg \theta = 1$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	107 di 134

*Resistenza della biella compressa:*

$$VR_{dc} = 0.9 d * b_w * \alpha_c * f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta) = 12240 \text{ KN/m}$$

con

$$\alpha_c = 1$$

$$\cotg \alpha = 1$$

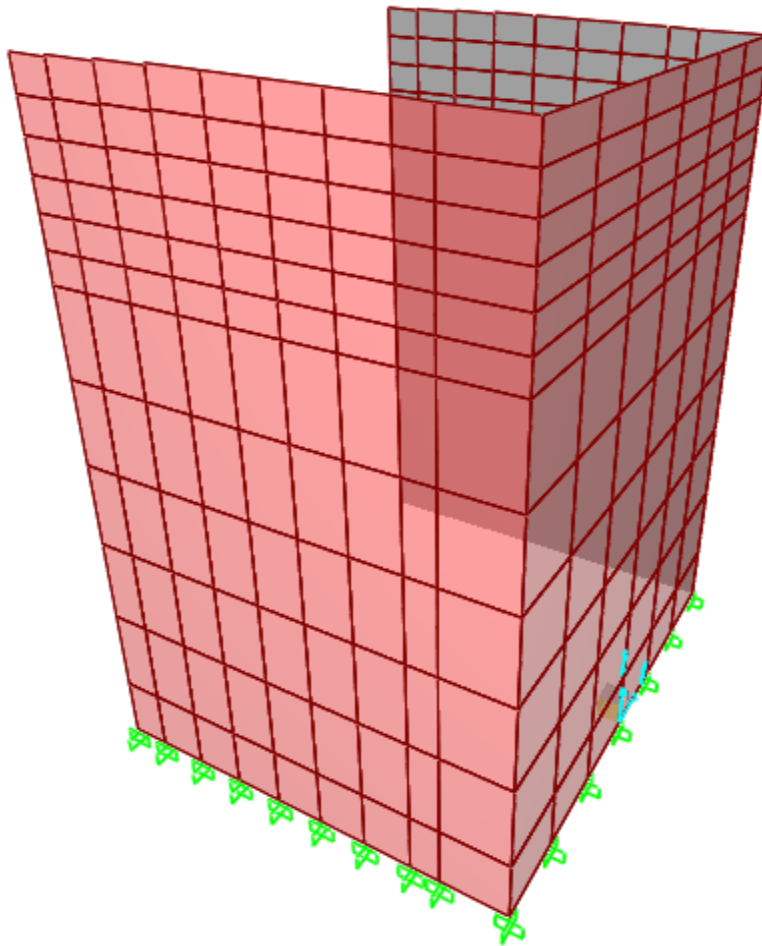
$$\cotg \theta = 1$$

$$VR_d = \min (VR_{ds}; VR_{dc}) = 1358 \text{ KN/m} > VEd$$

## 15 VERIFICHE DELLE ELEVAZIONI SPALLA B

### 15.1 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte con il programma di calcolo agli EF SAP2000. Il modello rappresenta i muri di elevazione della spalla considerati incastrati alla base.



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	109 di 134

## 15.2 Carichi applicati e combinazioni

Per le azioni generali e le loro combinazioni si rimanda ai paragrafi precedenti, ai fini delle verifiche condotte in questa sezione, si esplicitano le azioni derivanti dalle spinte del terreno che interessano le strutture di elevazione della spalla.

### 15.2.1 Spinta statica

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$K_0$	H [m]	<b>S [kN/m]</b>
Spinta del terreno	20.0	38.00	0.384	9.0	<b>311</b>

### 15.2.2 Spinta sismica

L'incremento della spinta del terreno in fase sismica viene calcolato secondo la formulazione di Wood.

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	a/g [-]	S	H [m]	<b><math>\Delta E_d</math> [kN/m]</b>
Spinta sismica	20.0	0.057	1	9.0	<b>92</b>

### 15.2.3 Spinta carichi permanenti

	q [kN/mq]	$K_0$	H [m]	<b><math>S_{qp}</math> [kN/m]</b>
spinta sovraccarico sovrastruttura	20.0	0.384	9.0	<b>69</b>

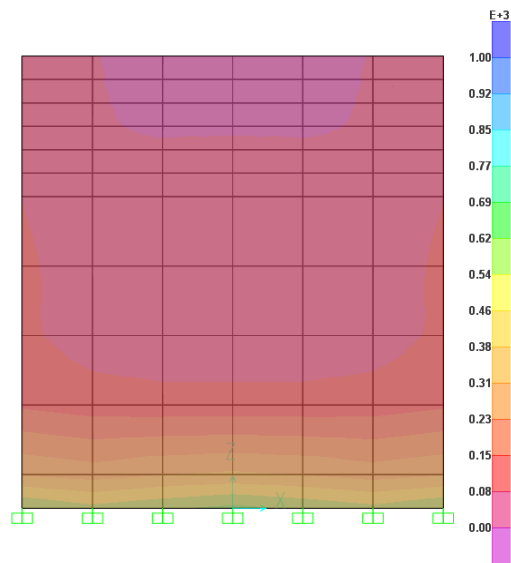
### 15.2.4 Spinta carichi accidentali

	q [kN/mq]	$K_0$	H [m]	<b><math>S_{qa}</math> [kN]</b>
Spinta carichi accidentali	50.00	0.384	9.0	<b>172</b>

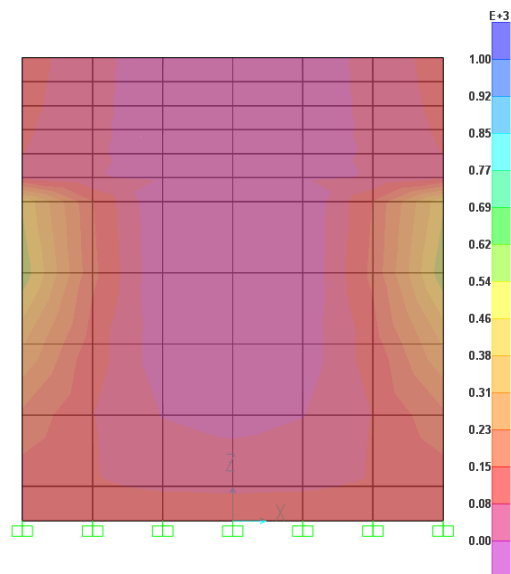
### 15.3 Verifica del muro frontale

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure

#### SLU



(M22 = 580kN m)

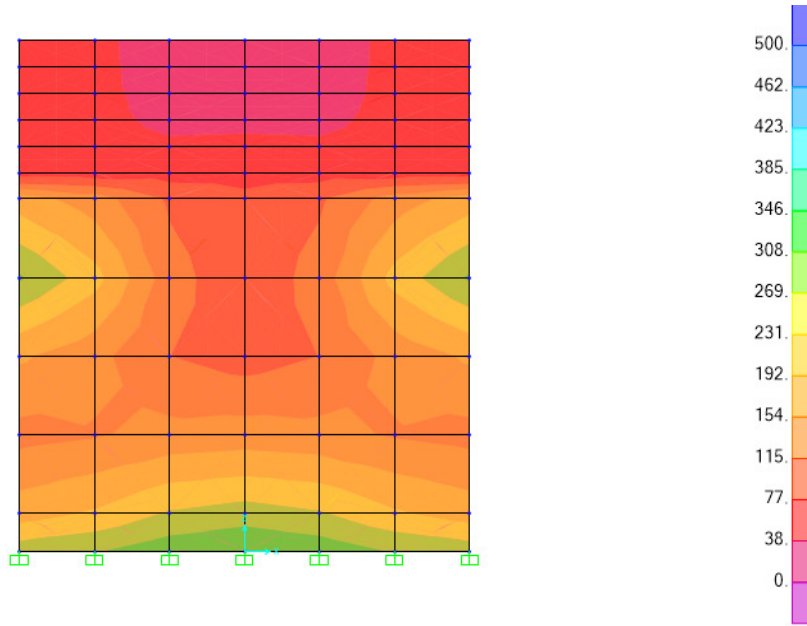


(M11=600 kN m)

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

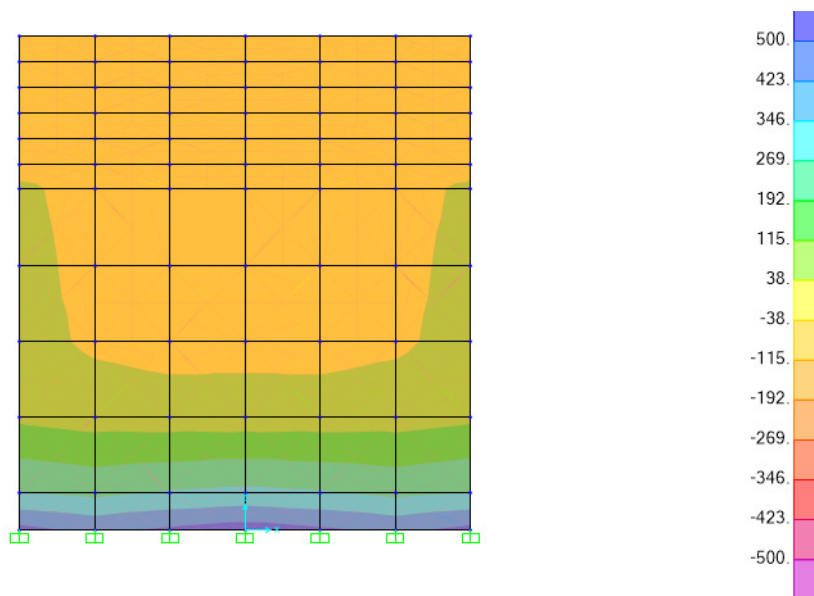
**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	111 di 134

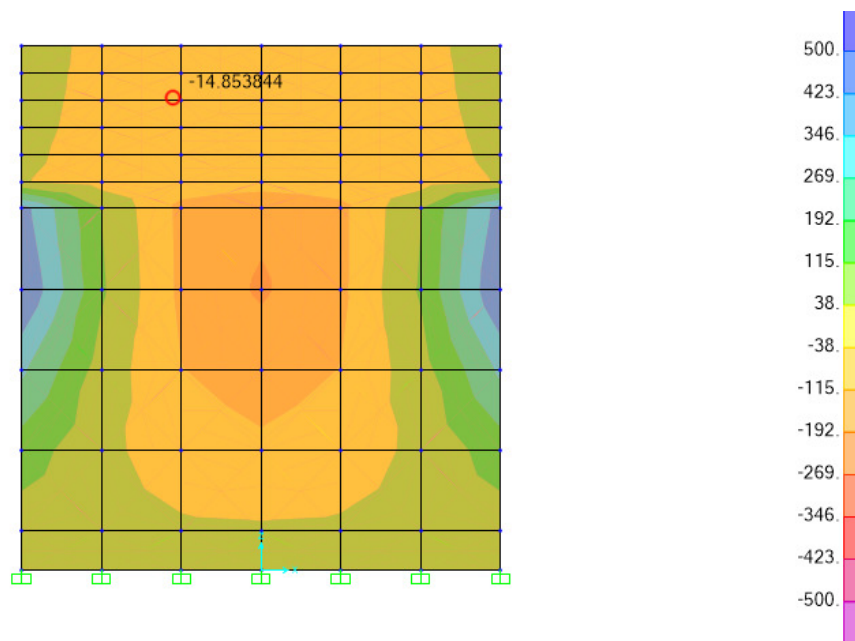


(Vmax = 310 kN)

**SLE**



(M22= 460 kN m)



(M1= 420 kN m)

### 15.3.1 Verifica a flessione SLU- SLV

#### Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH=(100cmx190cm)
- $\varnothing$  26 mm/20 cm (lato monte)  $\varnothing$  20mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 580 kN m

Ned = 310 kN

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO FRONTALE SP190\_vert

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]
1	100	190

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.7	7
2	26.5	183

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$ 67.5 %	$\epsilon_{c2}$ 2 %
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 %
$E_s$ 200'000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 18.13
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 %	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.7333
	$\tau_{c1}$ 2.114

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$  -18.13 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  2.924 %  
 $\epsilon_s$  67.5 %  
d 183 cm  
x 7.598 x/d 0.04152  
 $\delta$  0.7

$M_{rd} (Ned) = 1931 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

### Armatura orizzontale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH=(100cmx190cm)
- $\varnothing$  26 mm/20 cm (lato monte)  $\varnothing$  20mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose alla base del muro frontale sono le seguenti :

$M_{ed} = 600 \text{ kN m}$

Il momento resistente della sezione vale:

VI02 - Viadotto in c.a.p  
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	114 di 134

Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO FRONTALE SP190\_tra

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	190	1	15.7	7
			2	26.5	183

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>

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

Tipo rottura  
Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$ 67.5 %	$\epsilon_{c2}$ 2 %
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5
$E_s$ 200'000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 18.13
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 %	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.7333
	$\tau_{c1}$ 2.114

M<sub>xRd</sub> 1'866 kN m

$\sigma_c$  -18.13 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  2.781 %  
 $\epsilon_s$  67.5 %  
d 183 cm  
x 7.241 x/d 0.03957  
 $\delta$  0.7

$M_{rd} = 1866 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	115 di 134

### Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale :

$$V_{ed} = 310 \text{ kN/m}$$

### Verifica a taglio per sezioni non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

Classe cls	$f_{ck}$	32.0	N/mm <sup>2</sup>
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5	
resistenza di calcolo	$f_{cd}$	18	N/mm <sup>2</sup>
larghezza membratura resistene	$b_w$	1000	mm
altezza membratura resistene	H	1900	mm
altezza utile	d	1710	mm
area della sezione	$A_{TOT}$	1710000	mm <sup>2</sup>
diámetro ferro longitudinale	$\phi_l$	26	mm
area armatura	A	530.9	mm <sup>2</sup>
	strato	1	
	passo	200	mm
	$n_f/\text{strato}$	5	
area armatura totale	$A_l$	2655	mm <sup>2</sup>
percentuale di armatura	$\rho_l$	0.0016	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	$s_{cp}$	0.00	N/mm <sup>2</sup>
	k	1.34	
	$v_{min}$	0.31	
	$V_{Rd1}$	470	kN
	$V_{Rd2}$	526	kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	526	kN

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	116 di 134

### 15.3.2 Verifica fessurazione SLE

Per le opere sotto binario deve risultare che l'ampiezza massima delle fessure sia inferiore a (strutture a contatto con il terreno):

$$w_l = 0.20 \text{ mm.}$$

Si procede al calcolo dell'apertura delle fessure prendendo in esame la combinazione SLE che fornisce la massima tensione di trazione sull'armatura

#### Armatura verticale ( $\Phi 26/20\text{cm}$ )

$$\sigma_s = 140 \text{ MPa}$$

note	INPUT	
altezza sezione	h sez	1900 mm
copriferro	copriferro	70 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	20 mm
numero barre al m	n.barre	5 -
classe cls	cls C	32 MPa
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	326 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	85 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
	k3	3.4 -
	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$ 2.48E-04 -
distanza max fessure	s r, max 5.83E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	<b>wk 0.14 mm</b>
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

### Armatura orizzontale ( $\Phi 26/20\text{cm}$ )

$\sigma_s = 91 \text{ MPa}$

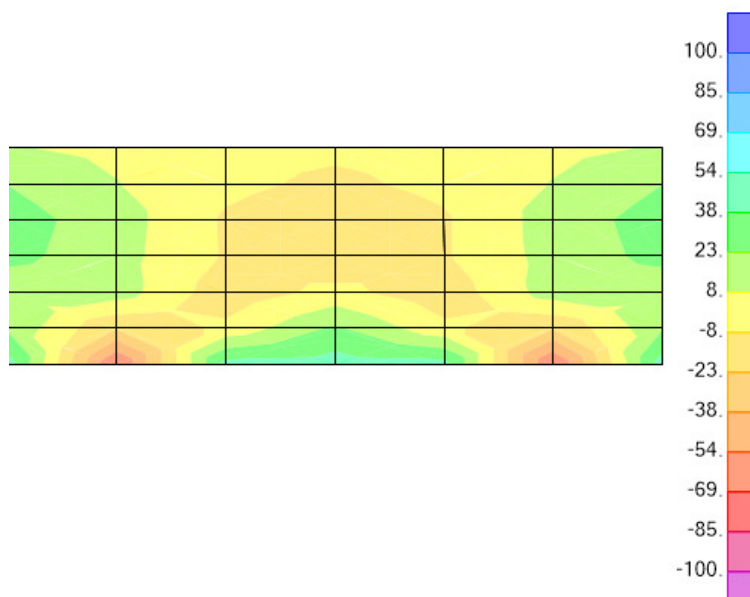
note	INPUT	
altezza sezione	h sez	1900 mm
copriferro	copriferro	70 mm
diámetro medio barre	$\Phi$ (barre)	20 mm
numero barre al m	n.barre	5 -
classe cls	cls C	32 MPa
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	326 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	91 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
	k3	3.4 -
	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	2.65E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	5.83E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	
<b>wk</b>	<b>0.15 mm</b>
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

### 15.4 Verifica del paraghiaia

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

#### SLU

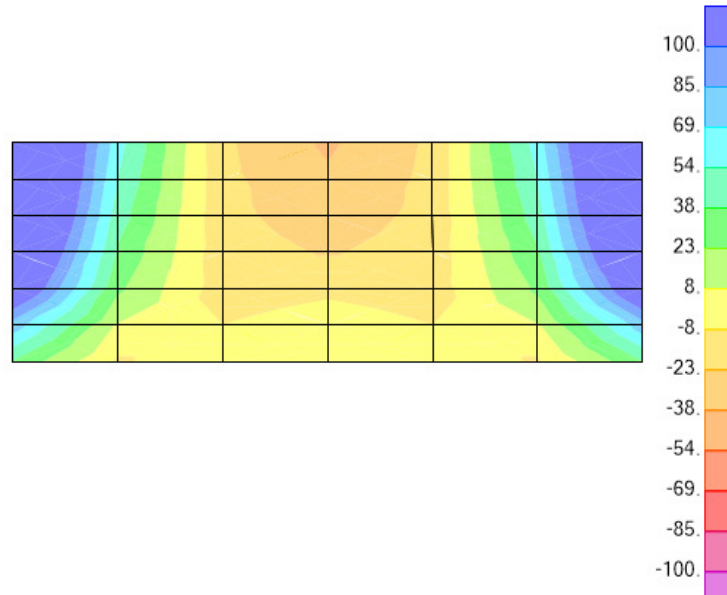


(M22 = 40 kN m/m)

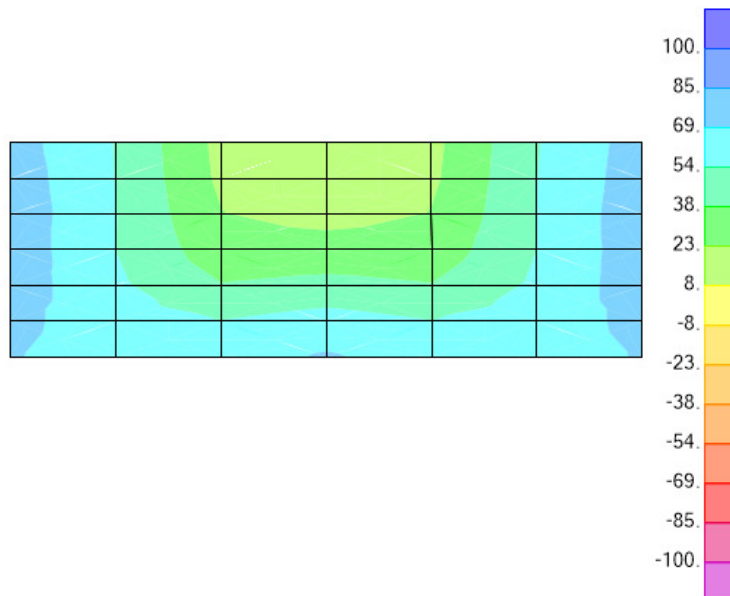
**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	118 di 134



(M11=130 kN m/m)



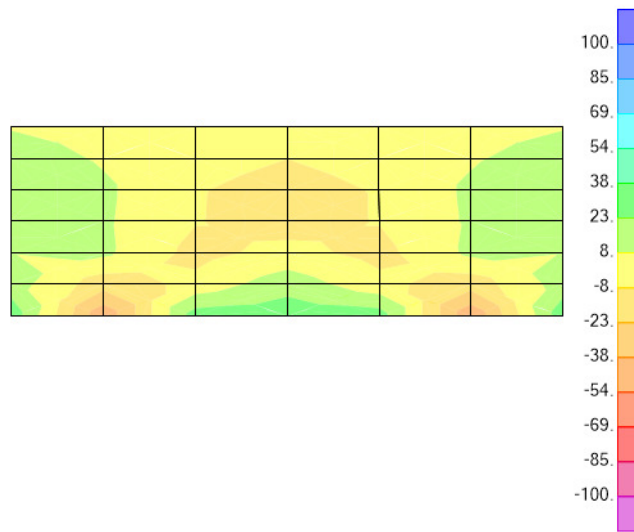
(Vmax = 70 kN/m)

VI02 - Viadotto in c.a.p

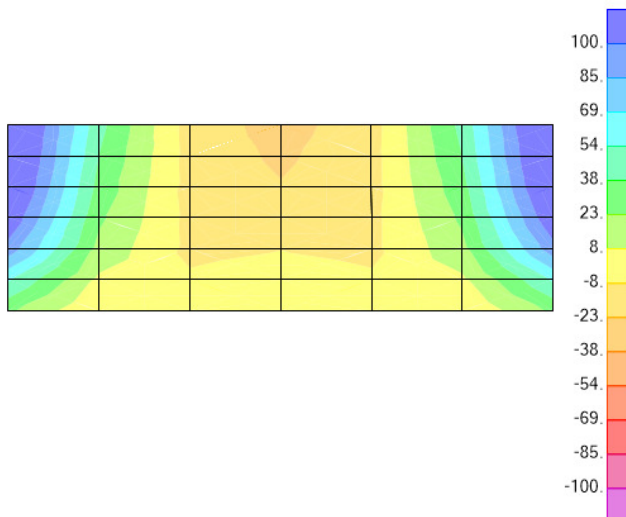
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	119 di 134

SLE



(M22=30 kN m/m)



(M11=110 kN m/m)

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	120 di 134

### 15.4.1 Verifica a flessione SLU

#### Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

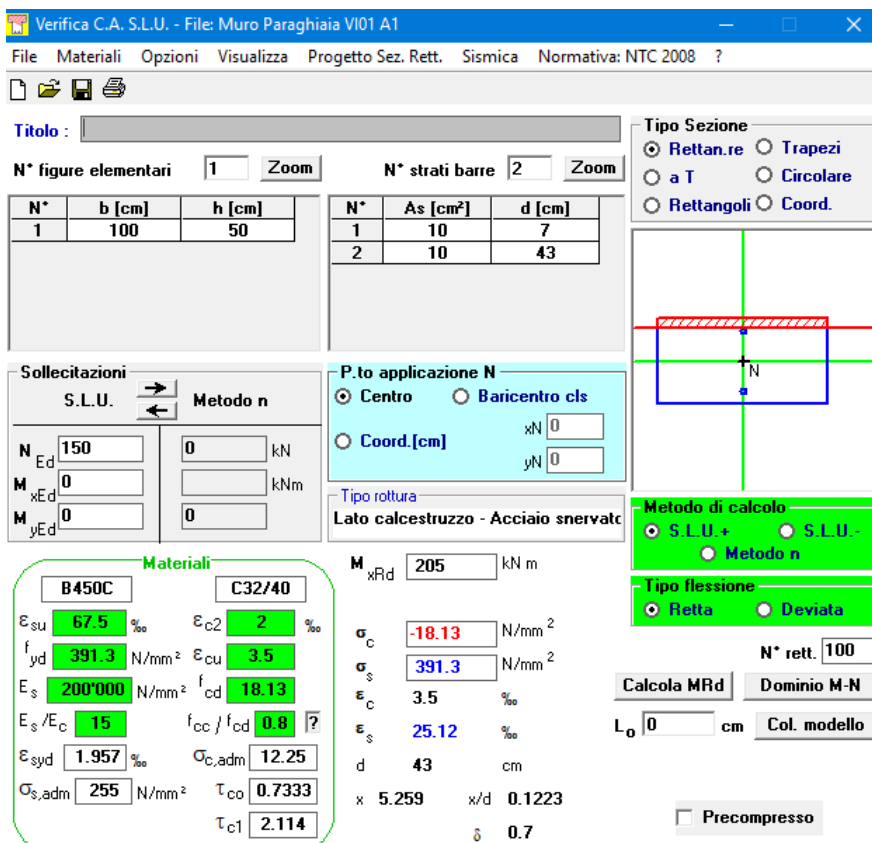
- Dimensioni BxH=(100cmx50cm)
- $\varnothing$  16 mm/20 cm (lato monte) e  $\varnothing$  16 mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 40 kN m/m

Ned = 150 kN/m

Il momento resistente della sezione vale:



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data and settings:

- Titolo:** Muro Paraghaia VI01 A1
- File:** Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1 (Dimensions):**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50
- Table 2 (Reinforcement):**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10	7
2	10	43
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
  - N<sub>Ed</sub>: 150 kN
  - M<sub>xEd</sub>: 0 kNm
  - M<sub>yEd</sub>: 0 kNm
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- Materiali:** B450C, C32/40
  - $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰
  - $f_{yd}$ : 391.3 N/mm²
  - $E_s$ : 200'000 N/mm²
  - $\epsilon_{s/E_c}$ : 15 ‰
  - $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰
  - $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²
  - $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰
  - $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰
  - $f_{cd}$ : 18.13 N/mm²
  - $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8
  - $\sigma_{c,adm}$ : 12.25 N/mm²
  - $\tau_{co}$ : 0.7333
  - $\tau_{c1}$ : 2.114
- Calculated Values:**
  - M<sub>xRd</sub>: 205 kNm
  - $\sigma_c$ : -18.13 N/mm²
  - $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²
  - $\epsilon_c$ : 3.5 ‰
  - $\epsilon_s$ : 25.12 ‰
  - d: 43 cm
  - x: 5.259 cm
  - x/d: 0.1223
  - $\delta$ : 0.7
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, Col. modello, Precompresso

Mrd (Ned) = 205 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	121 di 134

### Armatura orizzontale

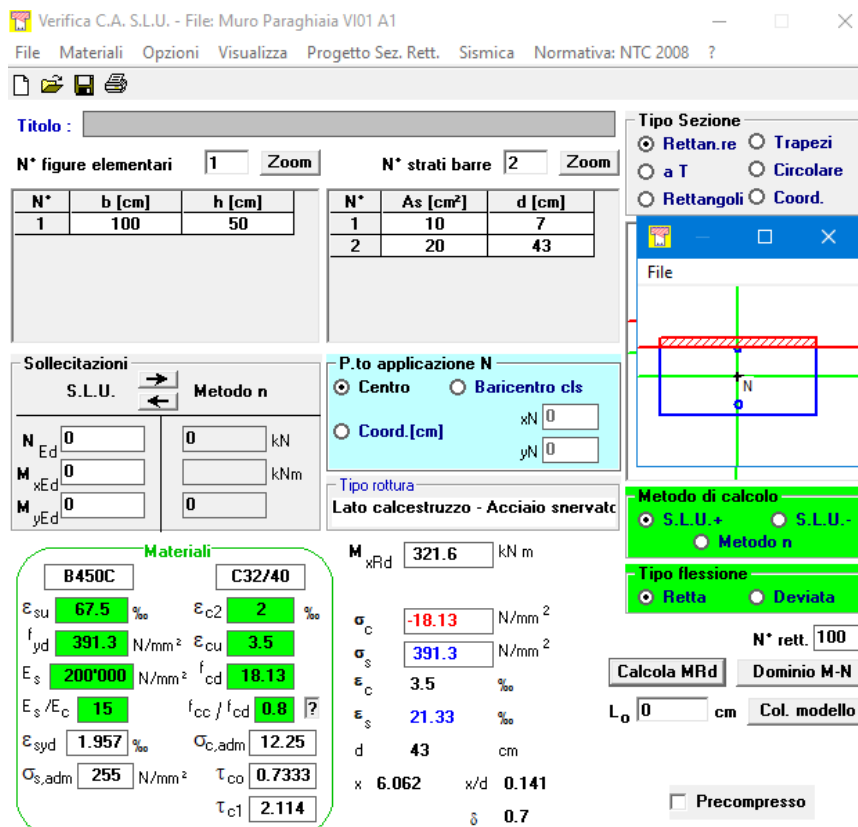
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH = (100cmx50cm)
- $\varnothing$  16mm/10 cm (lato monte)  $\varnothing$  16 mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 130 kN m/m

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Paraghiaia VI01 A1

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	50	1	10	7
			2	20	43

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>

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

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67.5‰  $\epsilon_{c2}$  2‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5‰  
 $E_s$  200'000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$  -18.13 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5‰  
 $\epsilon_s$  21.33‰  
d 43 cm  
x 6.062 x/d 0.141  
 $\delta$  0.7

$M_{rd}(N_{ed}) = 321 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	122 di 134

#### 15.4.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale :

$$V_{ed} = 70 \text{ kN/m}$$

#### Verifica a taglio per sezioni non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

Classe cls	$f_{ck}$	32.0	N/mm <sup>2</sup>
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5	
resistenza di calcolo	$f_{cd}$	18	N/mm <sup>2</sup>
larghezza membratura resistene	$b_w$	1000	mm
altezza membratura resistene	H	500	mm
altezza utile	d	450	mm
area della sezione	$A_{TOT}$	450000	mm <sup>2</sup>
diametro ferro longitudinale	$\phi_l$	20	mm
area armatura	A	314.2	mm <sup>2</sup>
	strato	1	
	passo	100	mm
	$n_f/\text{strato}$	10	
area armatura totale	$A_l$	3142	mm <sup>2</sup>
percentuale di armatura	$\rho_l$	0.0070	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	$s_{cp}$	0.00	N/mm <sup>2</sup>
	k	1.67	
	$v_{min}$	0.43	
	$V_{Rd1}$	253	kN
	$V_{Rd2}$	192	kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	253	kN

$V_{rd} > V_{ed}$

La verifica è soddisfatta.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	123 di 134

### 15.4.3 Verifica fessurazione SLE

Per le opere sotto binario deve risultare in combinazione di carico SLE rara che l'ampiezza massima delle fessure sia inferiore a (strutture a contatto con il terreno):

$$w_1 = 0.20 \text{ mm.}$$

Si procede al calcolo dell'apertura delle fessure prendendo in esame la combinazione SLE che fornisce la massima tensione di trazione sull'armatura.

### Armatura verticale ( $\phi$ 16/20 cm)

$$\sigma_s = 39 \text{ MPa}$$

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	500 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	1.14E-04 -
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	16 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	5 -	s r, max	5.46E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	<b>ampiezza fessure:</b>	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm	<b>wk</b>	<b>0.062 mm</b>
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	39 MPa	LIMITE	0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -		
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		
				Sez. verificata

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	124 di 134

### Armatura orizzontale (ø 16/10 cm)

$\sigma_s = 143 \text{ MPa}$

note	INPUT	
altezza sezione	h sez	500 mm
copriferro	copriferro	70 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	16 mm
numero barre al m	n.barre	10 -
classe cls	cls C	32 MPa
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	143 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
	k3	3.4 -
	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$ 4.17E-04 -
distanza max fessure	s r, max 3.79E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	<b>wk 0.158 mm</b>
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

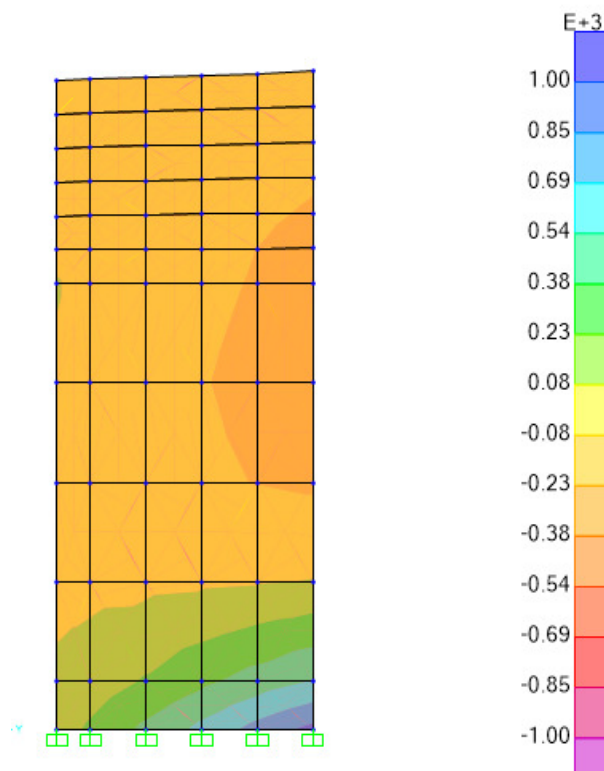
**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	125 di 134

### 15.5 Verifica del muro andatore

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure

SLU

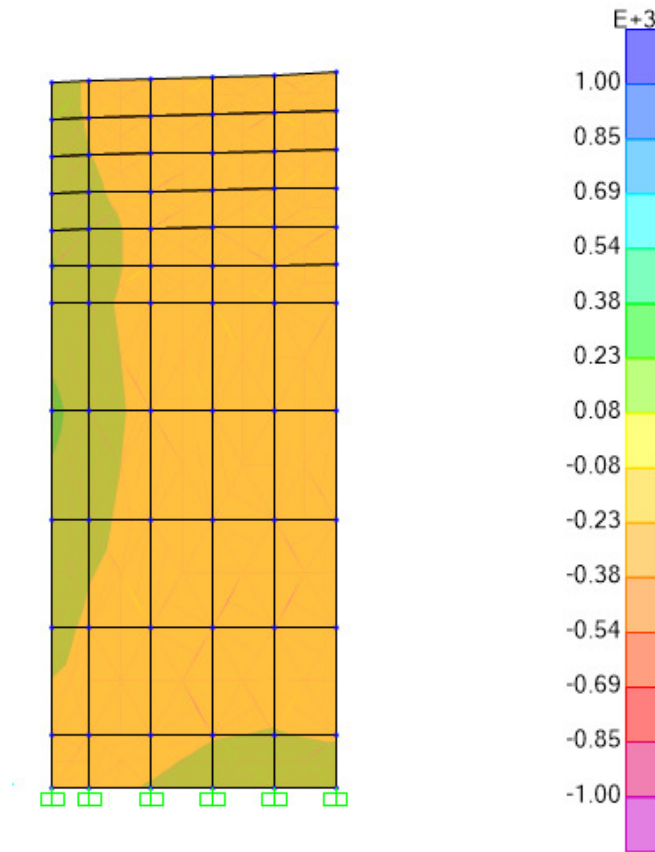


(M22 = 810 kNm/ m)

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	126 di 134

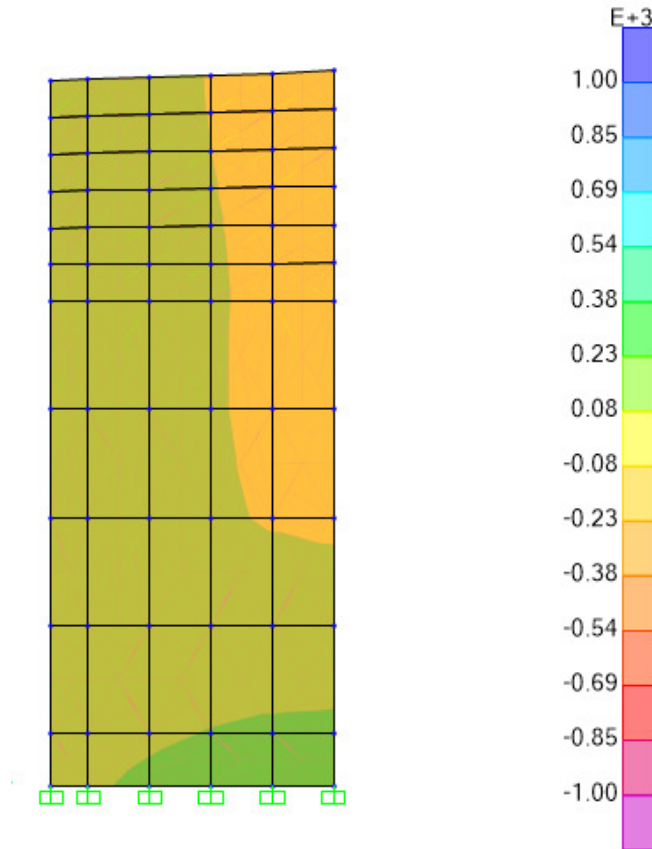


(M11 = 250 kNm/ m)

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	127 di 134



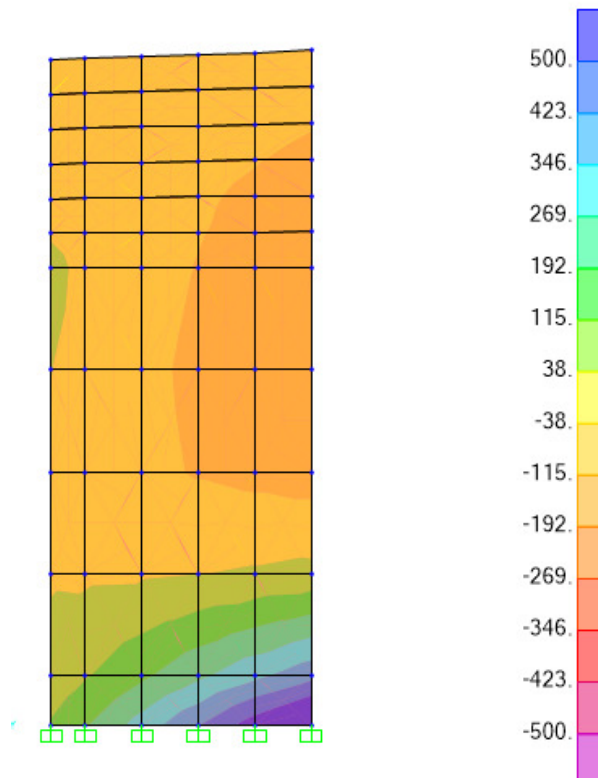
(Vmax = 310 kN/m)

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	128 di 134

SLE



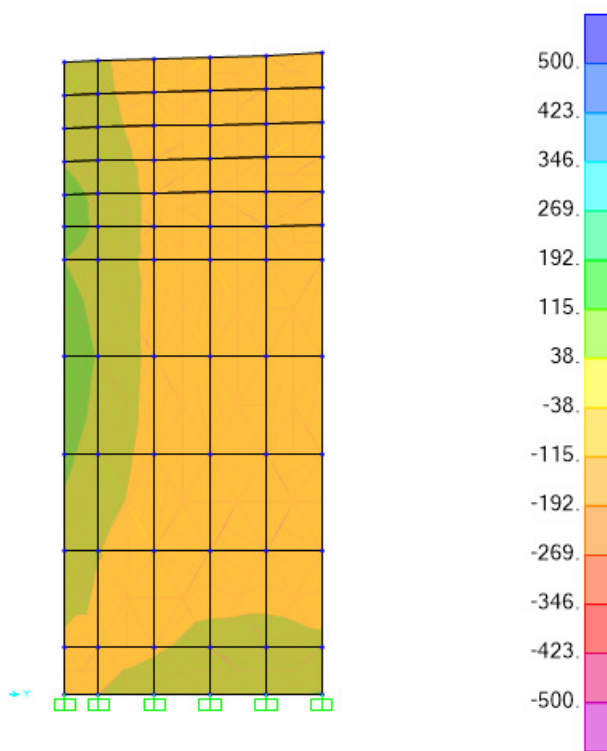
(M22 = 550 kNm/m)



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	129 di 134



(M11 = 200 kNm/m)

### 15.5.1 *Verifica a flessione SLU*

#### Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH=(100cmx150cm)
- $\varnothing$  26 mm/20 cm (lato monte)  $\varnothing$  20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose alla base del muro andatore sono le seguenti :

Med = 810 kN m

Ned = 100 kN/m

Il momento resistente della sezione vale:

Verifica C.A. S.L.U. - File: MUROandatore sp150

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	150	1	15.7	7
			2	26.5	143

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  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  Deviate

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$ 67.5 %	$\epsilon_{c2}$ 2 %
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 %
$E_s$ 200'000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 18.13
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 %	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.7333
	$\tau_{c1}$ 2.114

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$  -18.13 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 %  
 $\epsilon_s$  64.66 %  
d 143 cm  
x 7.343 x/d 0.05135  
 $\delta$  0.7

$M_{rd} (Ned) = 1521 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

### Armatura orizzontale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH=(100cmx150cm)
- $\varnothing$  20 mm/20 cm (lato monte)  $\varnothing$  20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose alla base del muro andatore sono le seguenti :

$M_{ed} = 570 \text{ kN m}$

Il momento resistente della sezione vale:

VI02 - Viadotto in c.a.p  
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	131 di 134

Verifica C.A. S.L.U. - File: MUR0andatore sp150\_tra

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]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.7	7
2	26.5	143

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200'000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18.13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12.25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.7333
		τ <sub>c1</sub>	2.114

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

$M_{rd} (Ned) = 1452 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	132 di 134

### 15.5.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale:

Ved= 310 kN/m

#### Verifica a taglio per sezioni non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

Classe cls	$f_{ck}$	32.0	N/mm <sup>2</sup>
coeff. parziale	$c$	1.5	
resistenza di calcolo	$f_{cd}$	18	N/mm <sup>2</sup>
larghezza membratura resistene	$b_w$	1000	mm
altezza membratura resistene	$H$	1500	mm
altezza utile	$d$	1350	mm
area della sezione	$A_{TOT}$	1350000	mm <sup>2</sup>
diámetro ferro longitudinale	$\varnothing l$	26	mm
area armatura	$A$	530.9	mm <sup>2</sup>
strato		1	
passo		200	mm
$n_f$ /strato		10	
area armatura totale	$A_l$	5309	mm <sup>2</sup>
percentuale di armatura	$rl$	0.0039	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	$N$	0	N
	$s_{cp}$	0.00	N/mm <sup>2</sup>
	$k$	1.38	
	$v_{min}$	0.32	
	$V_{Rd1}$	522	kN
	$V_{Rd2}$	436	kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	522	kN

Vrd>Ved

Verifica soddisfatta

### 15.5.3 Verifica fessurazione SLE

Per le opere sotto binario deve risultare in combinazione di carico SLE rara che l'ampiezza massima delle fessure sia inferiore a (strutture a contatto con il terreno):

$$w_l = 0.20 \text{ mm.}$$

Si procede al calcolo dell'apertura delle fessure prendendo in esame la combinazione SLE che fornisce la massima tensione di trazione sull'armatura.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	133 di 134

### Armatura verticale ( $\Phi 26/20\text{cm}$ )

$\sigma_s = 141 \text{ MPa}$

note	INPUT	
altezza sezione	h sez	1500 mm
copriferro	copriferro	70 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	26 mm
numero barre al m	n.barre	5 -
classe cls	cls C	32 MPa
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	311 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	141 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
	k3	3.4 -
	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr} = 4.11E-04$ -
distanza max fessure	s r, max 4.85E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	<b>wk 0.199 mm</b>
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

### Armatura orizzontale ( $\Phi 20/20\text{cm}$ )

$\sigma_s = 94 \text{ MPa}$

note	INPUT	
altezza sezione	h sez	1500 mm
copriferro	copriferro	70 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	20 mm
numero barre al m	n.barre	5 -
classe cls	cls C	32 MPa
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	311 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	94 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	222 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
	k3	3.4 -
	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr} = 2.74E-04$ -
distanza max fessure	s r, max 5.83E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	<b>wk 0.160 mm</b>
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0204001	B	134 di 134

## 16 INCIDENZA ARMATURE

- Elevazione: 120 Kg/m<sup>3</sup>
- Fondazione: 90 Kg/m<sup>3</sup>