

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 BONORVA - TORRALBA

VIADOTTO VI01 STRUTTURA MISTA

Relazione di Calcolo delle Spalle e Fondazioni

SCALA:

-

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

R R 0 H **0 4** **D** **1 3** **CL** **VI 0 1 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
A	Emissione Esecutiva	P.Tortolini	Marzo 2018	A. Ciavarella	Marzo 2018	T.Paoletti	Marzo 2018	Novembre 2018



File: RR0H04D13CLVI0104001A.docx

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE	7
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	13
3	MATERIALI	14
3.1	Calcestruzzo	14
3.2	Acciaio da armatura ordinaria.....	15
3.3	Acciaio armonico stabilizzato per trefoli	15
4	CARATTERISTICHE DEI TERRENI.....	16
4.1	Terreno di fondazione	16
4.2	Terreno a tergo della spalla.....	16
5	ANALISI DEI CARICHI	17
5.1	Carichi da impalcato	17
5.1.1	Pesi strutturali impalcato (G1).....	17
5.1.2	Carichi permanenti portati impalcato (G2).....	17
5.1.3	Azioni variabili da traffico ferroviario.....	18
5.1.4	Vento impalcato.....	22
5.1.5	Resistenze parassite appoggi impalcato.....	23
5.2	Azione sismica (E).....	24
6	ANALISI GLOBALE SPALLA A.....	26
6.1	Coefficienti di spinta del terreno.....	26
6.1.1	Fase statica.....	26
6.1.2	Fase sismica	26
6.2	Carichi da spalla.....	27
6.2.1	Peso proprio della struttura	28

6.2.2	Peso proprio del rinterro	28
6.2.3	Peso proprio dei sovraccarichi permanenti	28
6.2.4	Sovraccarichi accidentali	28
6.2.5	Spinta permanente a tergo della spalla	29
6.2.6	Spinta del sovraccarico permanente	29
6.2.7	Spinta del sovraccarico accidentale	29
6.2.8	Azioni sismiche	29
6.2.9	Scarichi degli appoggi	30
6.3	Azioni agenti all'intradosso della fondazione	30
6.3.1	Coefficienti di combinazione	32
6.3.2	Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso)	34
7	VERIFICHE GEOTECNICHE SPALLA A	35
7.1	Sollecitazioni di calcolo	35
7.2	Verifica a capacità portante	35
7.3	Verifica a scorrimento	37
8	VERIFICA A RIBALTAMENTO SPALLA A	39
8.1	Verifica a ribaltamento in condizioni statiche	39
8.2	Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche	42
9	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE SPALLA A	46
9.1	Sollecitazioni combinate intradosso fondazione	46
9.2	Verifiche strutturali del plinto	46
9.2.1	Verifica a flessione SLU – SLE	48
9.2.2	Verifica a taglio SLU	50
10	VERIFICA DEI MURI DI ELEVAZIONE SPALLA A	52

10.1	Modello di calcolo	52
10.2	Carichi applicati e combinazioni.....	53
10.2.1	Spinta statica	53
10.2.2	Spinta sismica	53
10.2.3	Spinta carichi permanenti	53
10.2.4	Spinta carichi accidentali	53
10.3	Verifica del muro frontale.....	54
10.3.1	Verifica a flessione SLU- SLV	56
10.3.2	Verifica a taglio SLU.....	59
10.3.3	Verifica fessurazione SLE	60
10.4	Verifica del paraghiaia	61
10.4.1	Verifica a flessione SLU.....	64
10.4.2	Verifica a taglio SLU.....	66
10.4.3	Verifica fessurazione SLE	67
10.5	Verifica del muro andatore.....	69
10.5.1	Verifica a flessione SLU.....	72
10.5.2	Verifica a taglio SLU.....	75
10.5.3	Verifica fessurazione SLE	76
11	ANALISI GLOBALE SPALLA B	77
11.1	Coefficienti di spinta del terreno.....	77
11.1.1	Fase statica.....	77
11.1.2	Fase sismica	77
11.2	Carichi da spalla.....	78
11.2.1	Peso proprio della struttura	79

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	5 di 129

11.2.2	Peso proprio del rinterro	79
11.2.3	Peso proprio dei sovraccarichi permanenti	79
11.2.4	Sovraccarichi accidentali	79
11.2.5	Spinta permanente a tergo della spalla	80
11.2.6	Spinta del sovraccarico permanente	80
11.2.7	Spinta del sovraccarico accidentale	80
11.2.8	Azioni sismiche	80
11.2.9	Scarichi degli appoggi	81
11.3	Azioni agenti all'intradosso della fondazione	82
11.3.1	Coefficienti di combinazione	83
11.3.2	Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso)	85
12	VERIFICHE GEOTECNICHE SPALLA B	86
12.1	Sollecitazioni di calcolo	86
12.2	Verifica a capacità portante	86
12.3	Verifica a scorrimento	88
13	VERIFICA A RIBALTAMENTO SPALLA B	90
13.1	Verifica a ribaltamento in condizioni statiche	90
13.2	Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche	93
14	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE SPALLA B	97
14.1	Sollecitazioni combinate intradosso fondazione	97
14.2	Verifiche strutturali del plinto	97
14.2.1	Verifica a flessione SLU – SLE	99
14.2.2	Verifica a taglio SLU	101
15	VERIFICA DEI MURI DI ELEVAZIONE SPALLA B	103

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	6 di 129

15.1	Modello di calcolo	103
15.2	Carichi applicati e combinazioni.....	104
15.2.1	Spinta statica	104
15.2.2	Spinta sismica	104
15.2.3	Spinta carichi permanenti	104
15.2.4	Spinta carichi accidentali	104
15.3	Verifica del muro frontale.....	105
15.3.1	Verifica a flessione SLU- SLV	107
15.3.2	Verifica a taglio SLU.....	110
15.3.3	Verifica fessurazione SLE	111
15.4	Verifica del paraghiaia	112
15.4.1	Verifica a flessione SLU.....	114
15.4.2	Verifica a taglio SLU.....	117
15.4.3	Verifica fessurazione SLE	118
15.5	Verifica del muro andatore.....	120
15.5.1	Verifica a flessione SLU.....	123
15.5.2	Verifica a taglio SLU.....	126
15.5.3	Verifica fessurazione SLE	127
16	INCIDENZA ARMATURE	129

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	7 di 129

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta le analisi e verifiche che hanno condotto al dimensionamento delle spalle del viadotto VI01 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 in oggetto è caratterizzato da impalcati a sezione mista con travi poggiate di luci variabili; le campate di ingresso e di uscita misurano 40 e 30m.

Le due spalle, di tipo scatolare, presentano sostanzialmente la stessa geometria caratterizzata da una fondazione diretta con plinto di dimensioni 10.5x9.6x2.5m, mentre il muro frontale ha uno spessore di 2.3 m ed altezza 9m per la spalla A e 9.5m per la spalla B, infine i muri di risvolto presentano spessori variabili pari a: 0.6m - 1.5m - 2m. Il paraghiaia ha uno spessore di 0.5m ed altezza pari a circa 3.

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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

04

D13CL

VI0104001

B

8 di 129

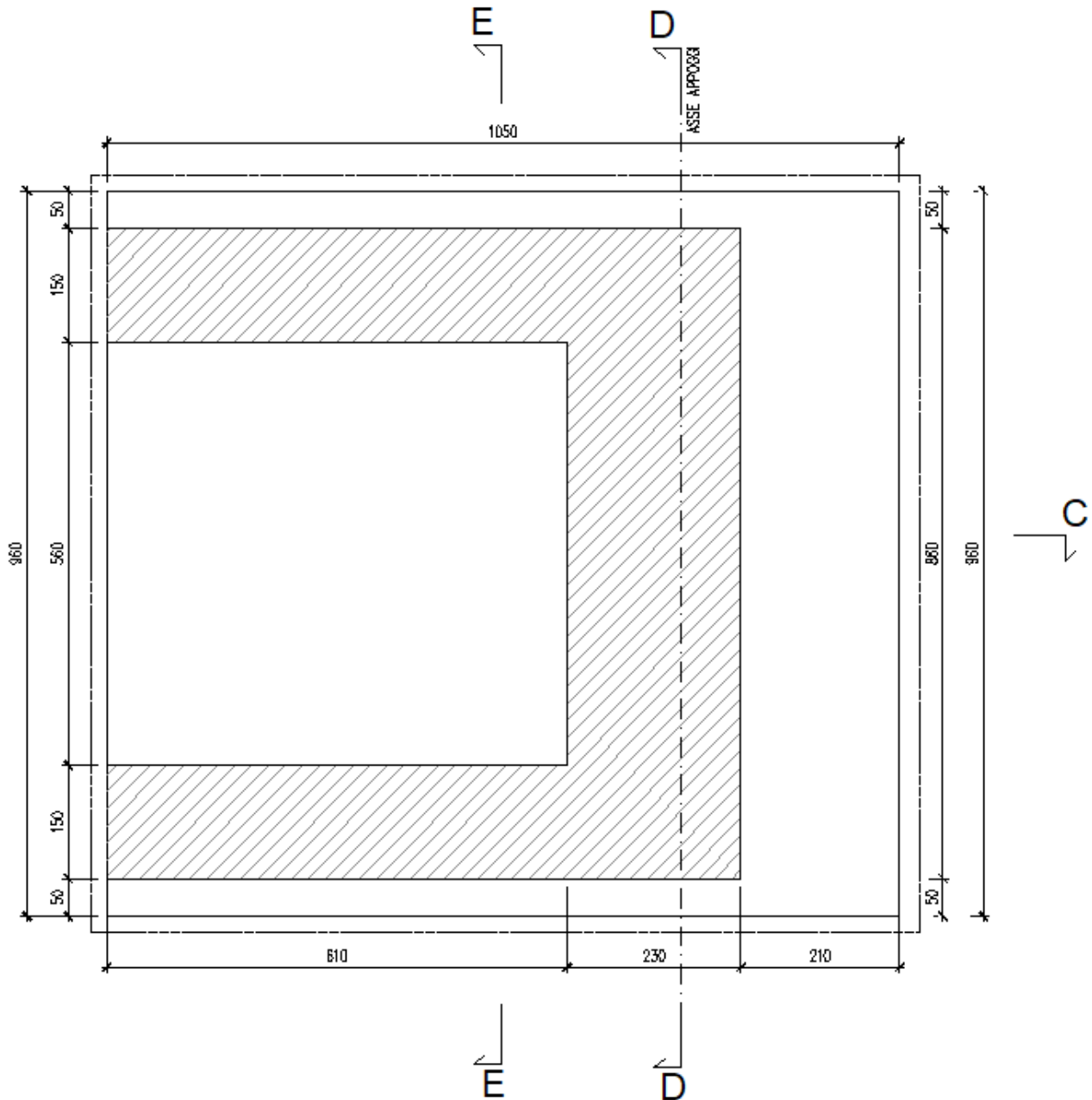


Figura 1: Pianta fondazione spalla

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

04

D13CL

VI0104001

B

9 di 129

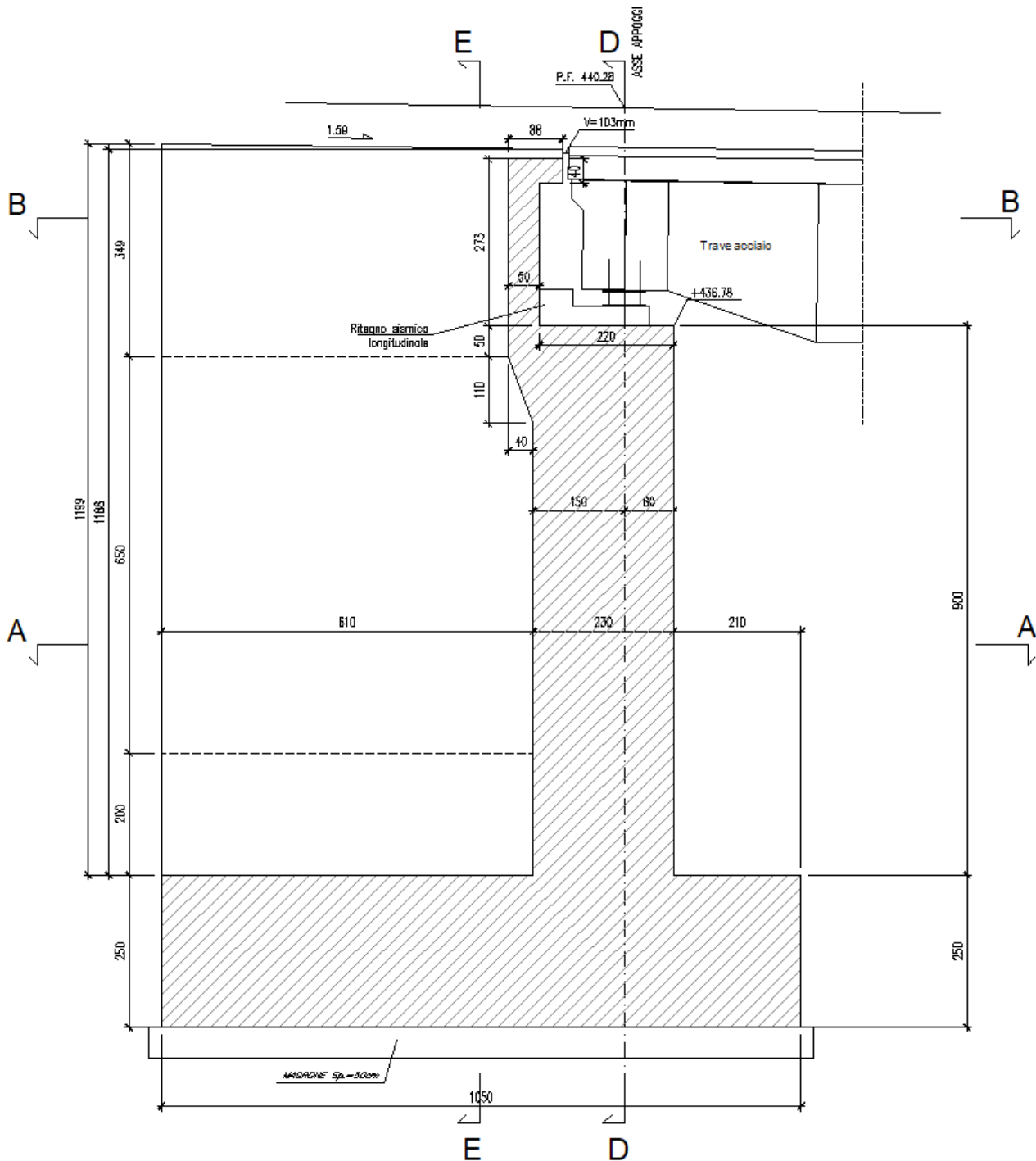


Figura 2: Sezione longitudinale spalla A

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

04

D13CL

VI0104001

B

10 di 129

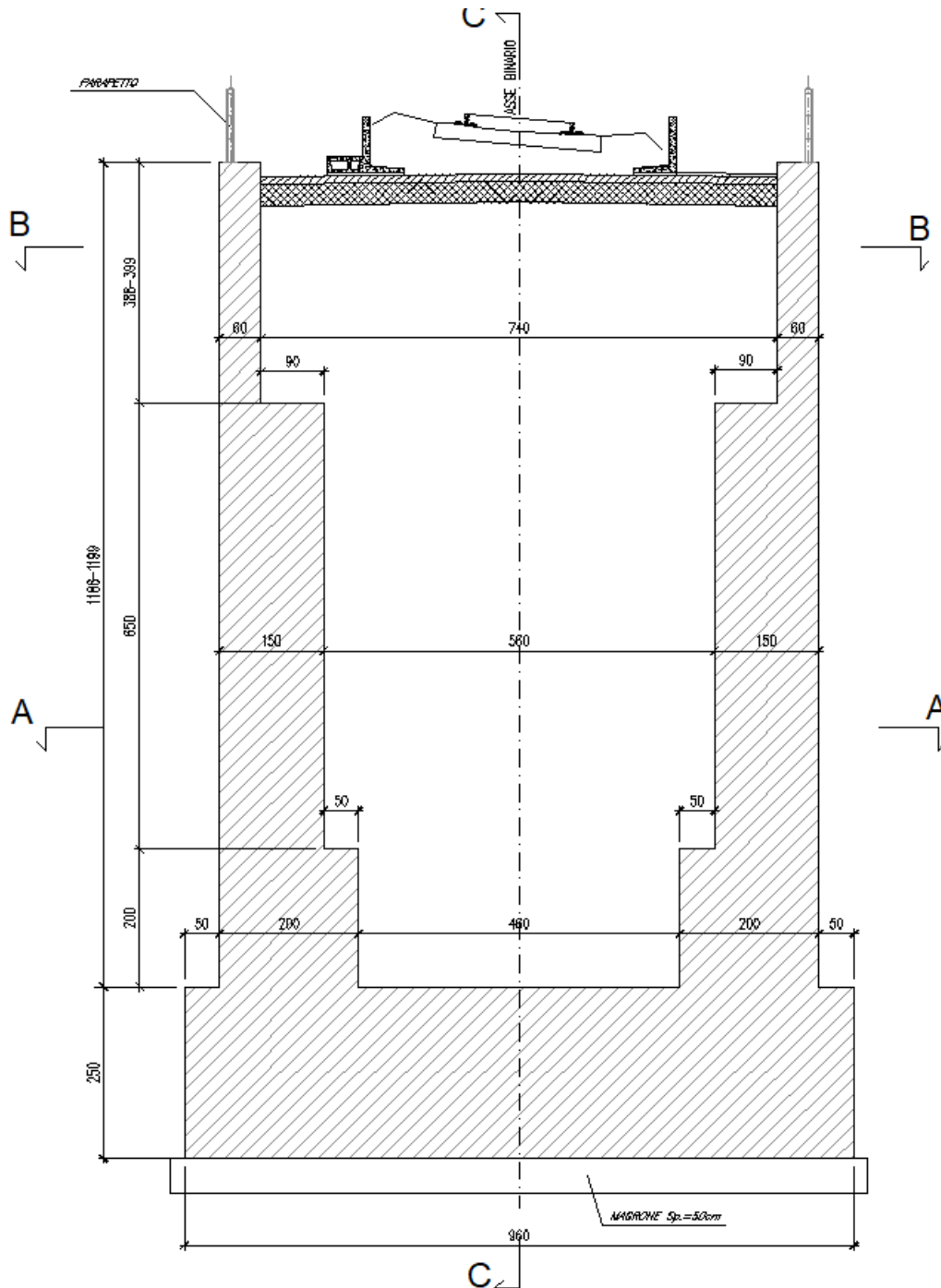


Figura 3: Sezione trasversale spalla A

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

04

D13CL

VI0104001

B

11 di 129

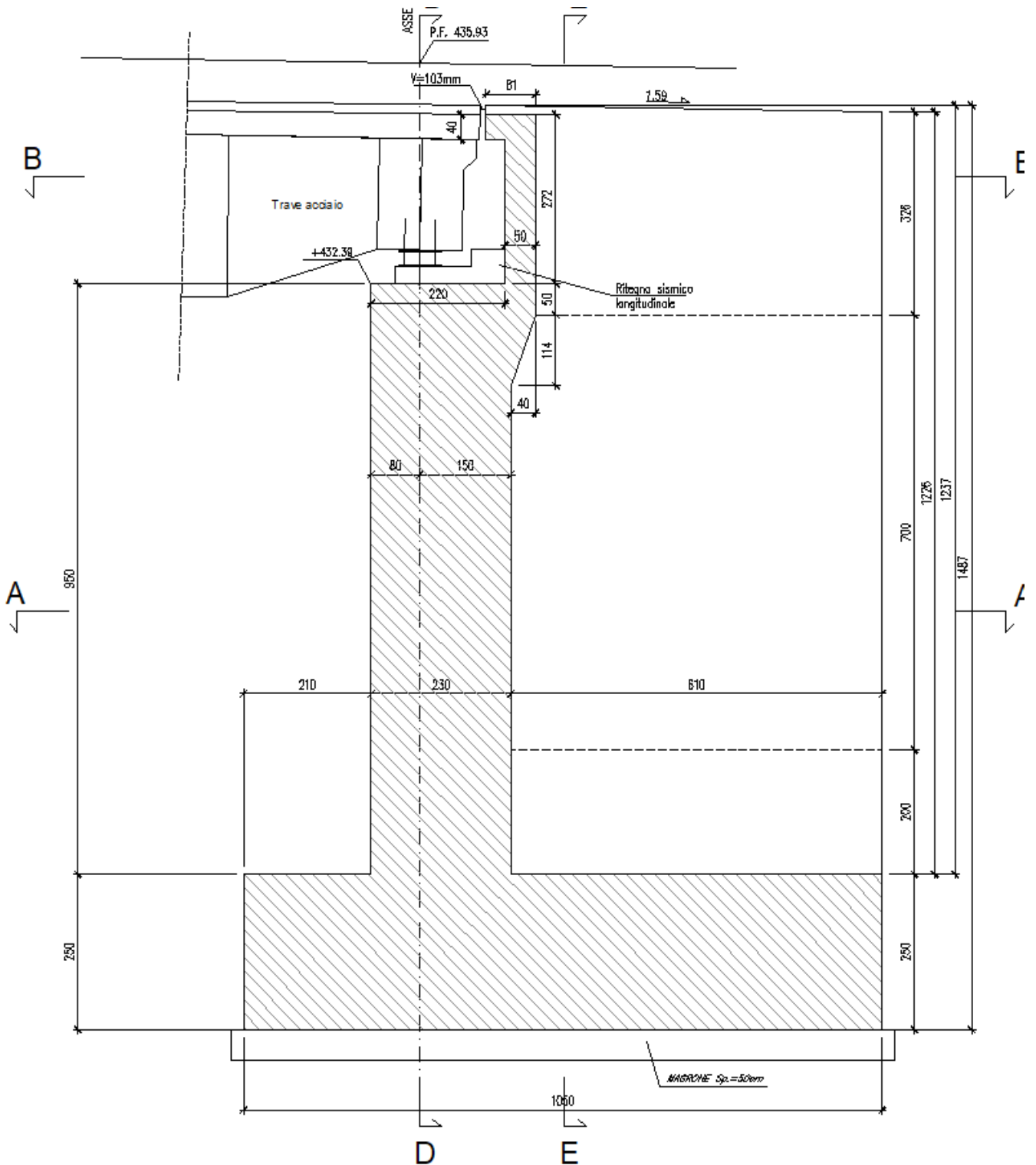


Figura 4: Sezione longitudinale spalla B

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

04

D13CL

VI0104001

B

12 di 129

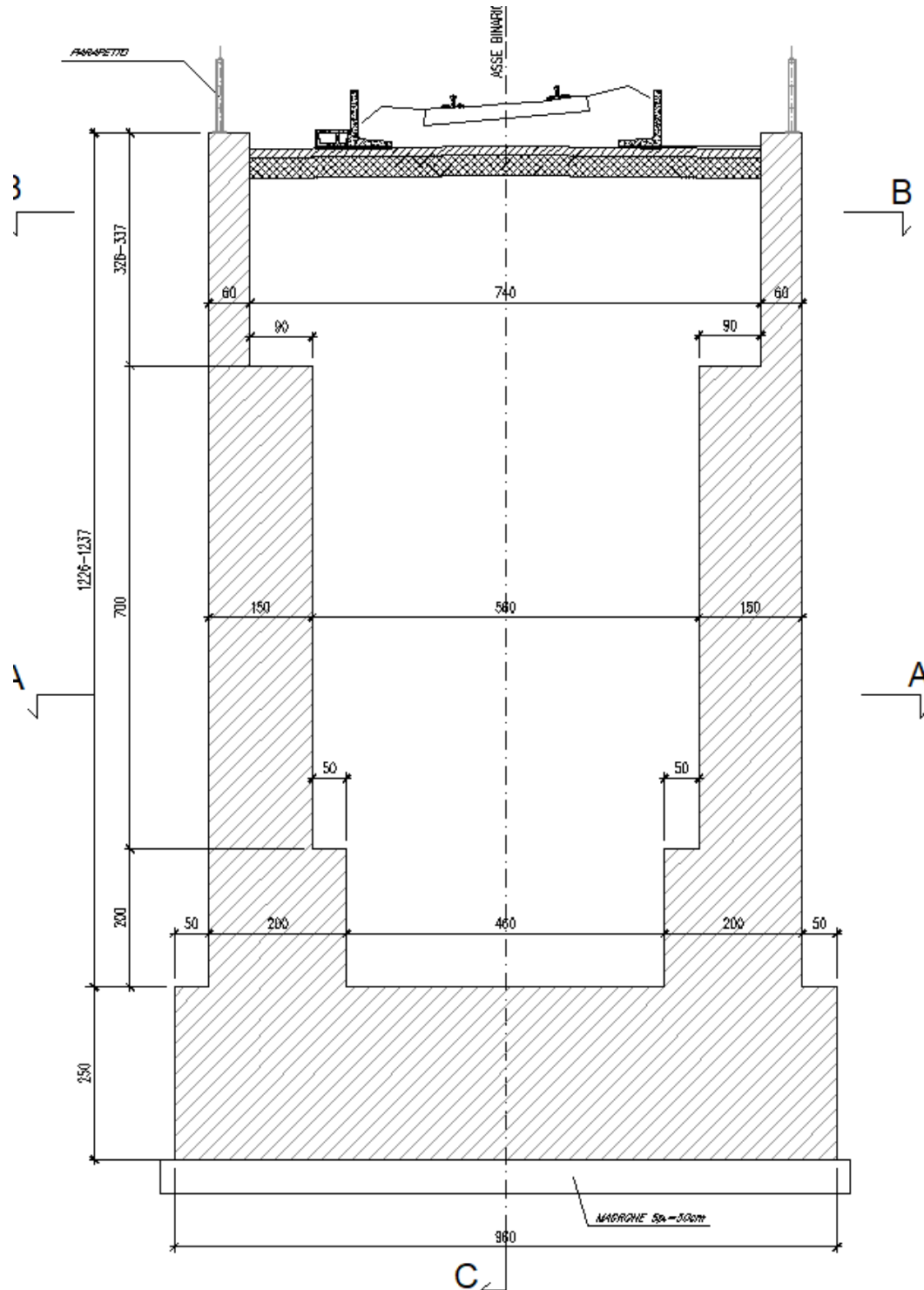


Figura 5: Sezione trasversale spalla B

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 $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 25.5$ Mpa

Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 36$ 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 $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.1$ Mpa

Modulo elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33$ 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 $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.1$ Mpa

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

Classe di esposizione = XC4

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	15 di 129

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 1

Strato: Ignimbriti e piroclastiti rioidacitiche alterate (IPDalt)

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

$$\varphi' = 51^\circ$$

$$c' = 100 \text{ Kpa}$$

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:

Carpenteria metallica impalcato L=40m ($i=4.00 \text{ KN/m}^2$) = $8.6 \text{ m} * 4.00 \text{ KN/m}^2 = 34.40 \text{ kN/m}$

Soletta ca (spessore medio 41 cm) = $0.41 \text{ m} * 8.60 \text{ m} * 25 \text{ KN/m} = \underline{88.15 \text{ kN/m}}$
122.50 kN/m

Carpenteria metallica impalcato L=30m ($i=3.50 \text{ KN/m}^2$) = $8.6 \text{ m} * 3.50 \text{ KN/m}^2 = 30.10 \text{ kN/m}$

Soletta ca (spessore medio 41 cm) = $0.41 \text{ m} * 8.60 \text{ m} * 25 \text{ KN/m} = \underline{88.15 \text{ kN/m}}$
118.25 kN/m

Il peso totale G1 per l'impalcato da 40m è dunque 4900 KN.

Il peso totale G1 per l'impalcato da 30m è dunque 3550 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 kN/m^3 (ponte in curva) applicato ad un'altezza convenzionale di 0.8m .

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

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

Grigliato marciapiede FFP (50 kg/m² compresi i profili di supporto) $2 * 2.0 \text{ m} * 0.5 \text{ KN/m}^2 = 2.0 \text{ KN/m}$

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	18 di 129

Barriere parapetto

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

Canalette portacavi (2.0 KN/m)

$$\mathbf{2.0 \text{ KN/m}}$$

$$\mathbf{89.20 \text{ KN/m}}$$

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

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:

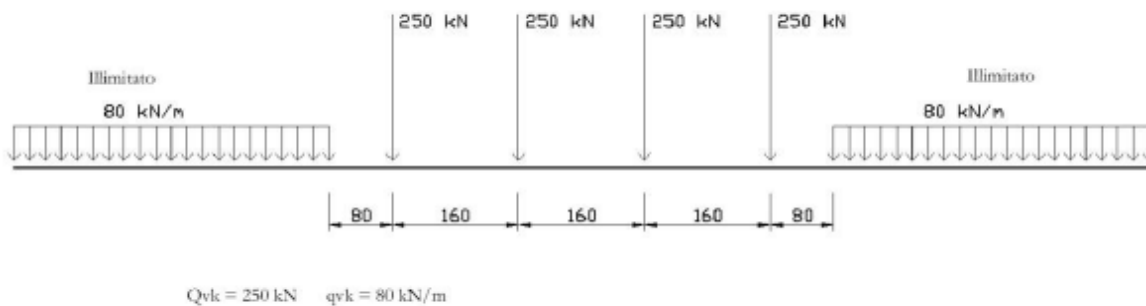


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71

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 $\alpha = 1.1$

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	19 di 129

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:

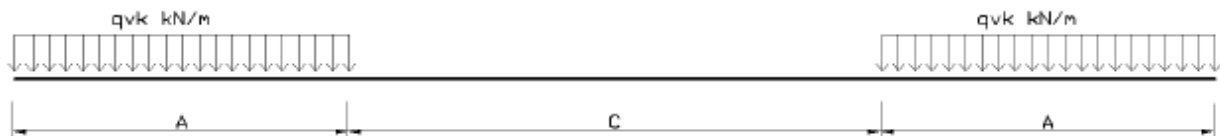


Fig. 5.2.2 Treno di carico SW

	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_Φ valutata secondo la Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 del manuale di progettazione Ponti RFI

- Travi principali - campata da 40m $L_\Phi = L_c = 38.0$ m **$\Phi_3 = 1.09$**
- Travi principali - campata da 30m $L_\Phi = L_c = 29.0$ m **$\Phi_3 = 1.15$**

Frenatura/ avviamento

I valori caratteristici considerati sono calcolati secondo :

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	20 di 129

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)

I valori caratteristici devono essere moltiplicati al coefficiente α .

- LM71 ($\alpha=1.1$):

Campata [m]	Avviamento $Q_{1a,k}$ [KN]	Frenatura $Q_{1b,k}$ [KN]
40	1100	880
30	1089	660

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

Campata (m)	Avviamento $Q_{1a,k}$ [KN]	Frenatura $Q_{1b,k}$ [KN]
40	1000	1155
30	990	875

Serpeggio

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

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

Forza centrifuga

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

VI01 - Viadotto in acciaio

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	21 di 129

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

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

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

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/s²;

r = è il raggio di curvatura in m.

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

Raggio di curvatura $r = 1100$ 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:

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	22 di 129

	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

q_b pressione cinetica di riferimento

c_e coefficiente di esposizione

c_p coefficiente di forma (1.4 prima trave 0.2 travi successive)

c_d coefficiente dinamico (=1)

Per l'opera in studio si ha:

- Velocità di riferimento del vento:

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

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

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

- Coefficiente di esposizione :

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

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

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

$$z = 20 \text{ m (quota media impalcato dal pc)}$$

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	23 di 129

In definitiva la pressione del vento vale:

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 * 2.81 * 1.4 * 1 = 1.93 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{trave direttamente investita})$$

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 * 2.81 * 0.2 * 1 = 0.28 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{travi successive})$$

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:

	L=30m; L=40m
H impalcato	3.8 m
H treno	4 m
H trave	2.6 m

La forza orizzontale al metro lineare applicata sugli impalcati di luce 30 e 40 metri è dunque pari a :

$$F_{\text{vento}} = 1.93 \text{ KN/m} * (4+3.8)\text{m} + 0.28\text{KN/m} * 2.6\text{m} = 15.78 \text{ kN/m} \quad \text{Ponte carico}$$

$$F_{\text{vento}^*} = 1.93 \text{ KN/m} * 3.8\text{m} + 0.28\text{KN/m} * 2.6\text{m} = 8.06 \text{ kN/m} \quad \text{Ponte scarico}$$

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:

$$\text{Spalle} \quad F_a = f (V_g + V_q)$$

$$\text{Pile} \quad F_a = f (0.2 * V_g + V_q)$$

dove

V_g Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti,

V_q Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamicizzati.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	24 di 129

5.2 Azione sismica (E)

La regione Sardegna ricade in zona sismica di IV categoria, i dati definenti lo 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

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
a_g [g]	0.057
F_o	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 T_1 ($S_T = 1.0$).

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

SLV	componente Orizz.	Componente Vert.
a_g [g]	0.057	0.018
$F_{o,v}$	2.936	0.943
T_b [s]	0.119	0.05
T_c [s]	0.358	0.15
T_c [s]	10.827	1.00
η	1	1

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

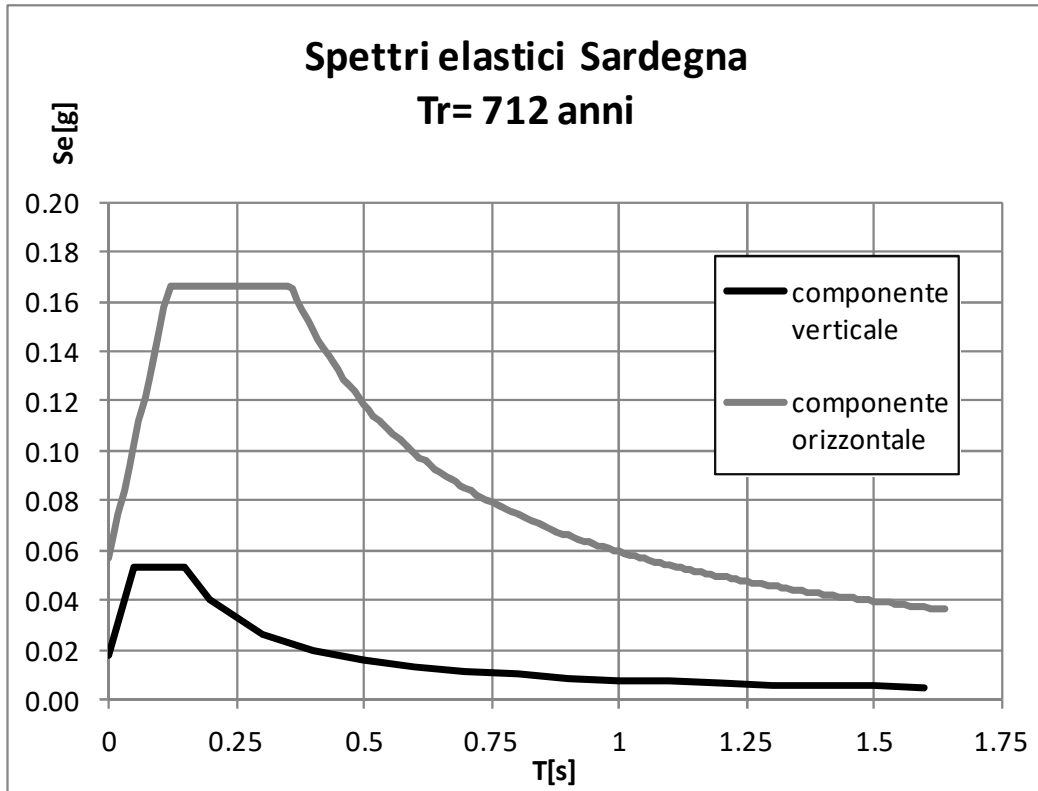
04

D13CL

VI0104001

B

25 di 129



 RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA												
VI01 - Viadotto in acciaio Relazione di calcolo spalle e fondazioni	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RR0H</td> <td>04</td> <td>D13CL</td> <td>VI0104001</td> <td>B</td> <td>26 di 129</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	26 di 129
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	26 di 129								

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:

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

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

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:

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

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:

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

$$k_v = \pm 0.028$$

VI01 - Viadotto in acciaio

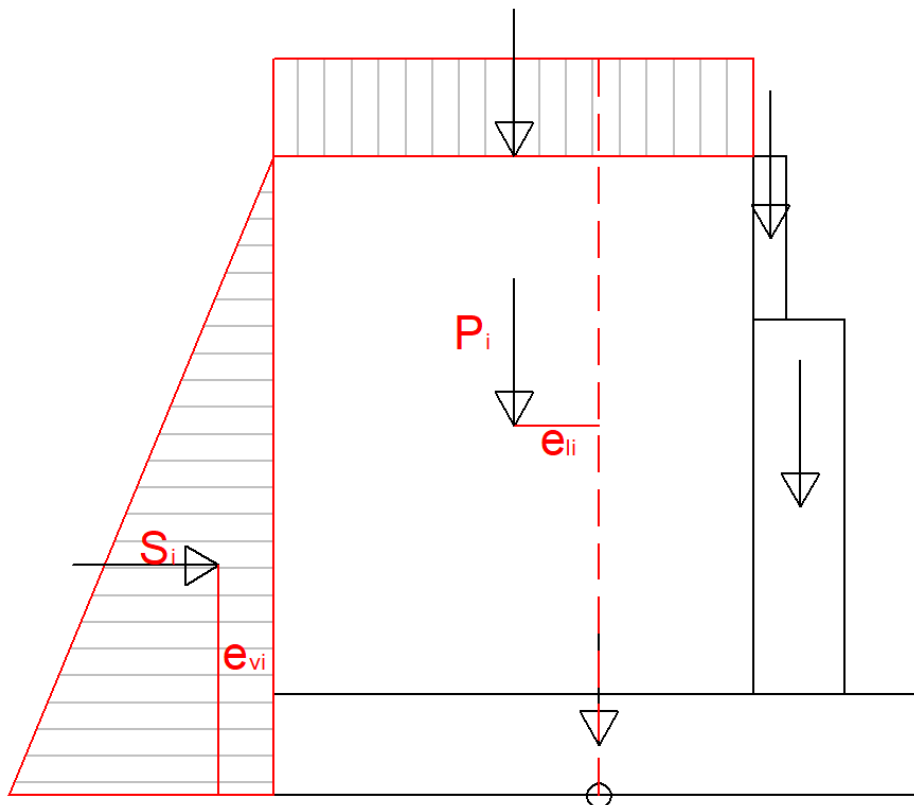
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	27 di 129

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]



VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	28 di 129

6.2.1 *Peso proprio della struttura*

ELEMENTI	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Muro Paraghiaia	0.50	8.60	2.70	11.6	290	0.70	0.00	12.80	203	0
Muro frontale	2.30	8.60	9.00	178.0	4451	2.00	0.00	7.25	8901	0
Muro andatore SX	6.10	1.50	11.90	108.9	2722	-2.20	-3.50	8.50	-5989	-9527
Muro andatore DX	6.10	1.50	11.90	108.9	2722	-2.20	3.50	8.50	-5989	9527
Fondazione	10.50	9.60	2.50	252.0	6300	0.00	0.00	1.25	0	0

6.2.2 *Peso proprio del rinterro*

	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Rinterro	6.10	5.60	11.90	406.5	8130	-2.20	0.00	6.70	-17886	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/m³.

	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	qp[kN/m ³]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
sovrastuttura ferroviaria	6.10	5.60	0.80	20.00	547	-2.20	0.00	13.80	-1202	0

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.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	29 di 129

	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	q _v [kN/m ²]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Accidentali	6.10	2.75	-	50.00	839	-2.20	0.00	13.80	-1845	0

6.2.5 *Spinta permanente a tergo della spalla*

La spinta del terreno F₁ [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.

γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	K ₀	H [m]	b [m]	F ₁ [kN]	e _v [m]	m _l [kN m]
20.0	38.00	0.384	14.40	8.60	6854	4.80	32899

6.2.6 *Spinta del sovraccarico permanente*

La spinta del sovraccarico permanente F₂ [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	14.40	8.60	762	7.20	5483

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 _{qa} [kN]	e _v [m]	m _l [kN m]
50.00	0.384	14.40	8.60	2380	7.20	17135

6.2.8 *Azioni sismiche*

- Incremento della spinta del terreno in fase sismica

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	30 di 129

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

a/g	S	βm	γ [kN/m ³]	H [m]	b [m]	ΔE_d [kN]	e_v [m]	m_i [kN m]
0.057	1	1.00	20.0	14.40	8.6	2033	7.20	14637

- 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_v [m]	m_i [kN m]
Muro Paraghiaia	290	17	12.80	212	8	0.70	6
Muro frontale	4451	254	7.25	1839	127	2.00	254
Muro andatore SX	2722	155	8.50	1319	78	-2.20	-171
Muro andatore DX	2722	155	8.50	1319	78	-2.20	-171
Fondazione	6300	359	1.00	359	180	0.00	0
Terreno di rinterro	8130	463	8.50	3939	232	-2.20	-510

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.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	31 di 129

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	
Peso proprio	16485	-2873	0	0	0	STATICA
Peso rinterro	8130	-17886	0	0	0	
sovrastuttura ferroviaria	547	-1202	0	0	0	
peso accidentali traffico	839	-1845	0	0	0	
Spinta terreno (K0)	0	32899	0	6854	0	
Spinta sovraccarico sovrastuttura (K0)	0	5483	0	762	0	
Spinta acc. Traffico (K0)	0	17135	0	2380	0	
Incremento spinta sismica terreno	0	14637	0	2033	0	SISMICA
Effetti inerziali struttura long.	0	8987	0	1403	0	
Effetti inerziali struttura trasv.	0	0	8987	0	1403	
Effetti inerziali verticali (+)	702	-592	0	0	0	
G1	2452	5640	0	0	0	AZIONI DA IMPALCATO
G2	1784	4103	0	0	0	
LM 71 gruppo 1	2448	12286	4222	550	303	
SW/2 gruppo 1	2633	12106	3255	500	263	
LM 71 gruppo 3	2635	19371	2776	1100	175	
SW/2 gruppo 3	2820	18586	1931	1000	144	
Resistenza parassita vincoli	0	5166	0	427	0	
Vento	0	0	4129	0	341	
Sisma long	0	5843	0	483	0	
Sisma trasv	0	0	2922	0	241	
Sisma vert	76	175	0	0	0	

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	32 di 129

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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	33 di 129

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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	34 di 129

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

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE1	30236	24318	4129	7615	341
SLE2	32684	58904	6700	10972	508
SLE3	32870	58724	5732	10922	467
SLE4	32871	65989	5253	11522	380
SLE5	33057	65204	4408	11422	349
SLU1	40036	35755	6193	10281	512
SLU2	44802	81938	9838	15041	746
SLU3	45071	81678	8436	14969	688
SLU4	45073	92211	7740	15839	561
SLU5	45342	91074	6516	15694	517
SLV1	30326	67603	4128	12657	528
SLV2	29859	67853	4128	12657	528
SLV3	30288	55805	12753	11227	1705
SLV4	29822	56055	12753	11227	1705

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	35 di 129

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]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	B' [m]	L' [m]
SLU1	40036	35755	6193	10281	512	8.71	9.29
SLU2	44802	81938	9838	15041	746	8.71	9.29
SLU3	45071	81678	8436	14969	688	8.71	9.29
SLU4	45073	92211	7740	15839	561	8.71	9.29
SLU5	45342	91074	6516	15694	517	8.71	9.29
SLV1	30326	67603	4128	12657	528	8.71	9.29
SLV2	29859	67853	4128	12657	528	8.71	9.29
SLV3	30288	55805	12753	11227	1705	8.71	9.29
SLV4	29822	56055	12753	11227	1705	8.71	9.29

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 dei materiali:

(R3)	Capacità portante	Scorrimento
γ_r	2.3	1.1

Parametri geotecnici (M1)	
c (MPa)	0
ϕ (°)	51

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:

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	36 di 129

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

c' = coesione efficace;

γ = 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	γ [kN/m ³]	N_γ [kPa]	s_γ	i_γ	d_γ	b_γ	g_γ
SLU1	50.00	386	1.75	0.64	1.04	1.00	1.00	20.00	956	1.75	0.47	1.00	1.00	1.00
SLU2	50.00	386	1.75	0.54	1.04	1.00	1.00	20.00	956	1.75	0.36	1.00	1.00	1.00
SLU3	50.00	386	1.75	0.54	1.04	1.00	1.00	20.00	956	1.75	0.36	1.00	1.00	1.00
SLU4	50.00	386	1.75	0.52	1.04	1.00	1.00	20.00	956	1.75	0.34	1.00	1.00	1.00
SLU5	50.00	386	1.75	0.52	1.04	1.00	1.00	20.00	956	1.75	0.34	1.00	1.00	1.00
SLV1	50.00	386	1.75	0.44	1.04	1.00	1.00	20.00	956	1.75	0.26	1.00	1.00	1.00
SLV2	50.00	386	1.75	0.43	1.04	1.00	1.00	20.00	956	1.75	0.25	1.00	1.00	1.00
SLV3	50.00	386	1.75	0.49	1.04	1.00	1.00	20.00	956	1.75	0.31	1.00	1.00	1.00
SLV4	50.00	386	1.75	0.48	1.04	1.00	1.00	20.00	956	1.75	0.30	1.00	1.00	1.00

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	37 di 129

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

La falda è stata considerata a quota -5m dal piano di fondazione.

La tabella riassume i risultati delle verifiche:

	Capacità portante		
	qrd [kPa]	qed [kPa]	FS
SLU1	28226	495	57
SLU2	22137	553	40
SLU3	22400	557	40
SLU4	21044	557	38
SLU5	21415	560	38
SLV1	16181	375	43
SLV2	15801	369	43
SLV3	18811	374	50
SLV4	18437	368	50

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_{ed} = azione orizzontale agente sulla fondazione;

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	38 di 129

	Scorrimento		
	Srd [kN]	Sed [kN]	FS
SLU1	50297	15060	3.34
SLU2	50297	15060	3.34
SLU3	50598	14985	3.38
SLU4	50601	15849	3.19
SLU5	50902	15702	3.24
SLV1	34045	12668	2.69
SLV2	33521	12668	2.65
SLV3	34003	11356	2.99
SLV4	33479	11356	2.95

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)	
γ_{terr} [KN/m ³]	20
c (MPa)	0
ϕ	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_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)	8381	4.80	-40230
Incremento spinta per sovraccarico sovrastruttura	931	7.20	-6705
Incremento spinta per carichi accidentali	2910	7.20	-20953

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	40 di 129

Azioni peso proprio spalla e rinterro			
Elemento	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
Muro Paraghiaia	290	4.75	1379
Muro frontale	4451	3.25	14464
Muro andatore SX	2722	7.45	20280
Muro andatore DX	2722	7.45	20280
Fondazione	6300	5.25	33075
Terreno di rinterro	8130	7.45	60569
sovrastuttura ferroviaria	547	7.45	4072
Accidentali	839	7.45	6249

Azione da impalcato: forze longitudinali			
Azione	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
G1	2452	2.90	7111
G2	1784	2.90	5174
LM 71 gruppo 1	2448	2.90	7099
SW/2 gruppo 1	2633	2.90	7636
LM 71 gruppo 3	1226	2.90	3555
SW/2 gruppo 3	892	2.90	2587
Resistenza parassita vincoli	0	2.90	0

Azione da impalcato: forze longitudinali			
Azione	Fi [kN]	ez [m]	M [kNm]
G1	0	12.10	0
G2	0	12.10	0
LM 71 gruppo 1	-550	12.10	-6655
SW/2 gruppo 1	-578	12.10	-6988
LM 71 gruppo 3	-1100	12.10	-13310
SW/2 gruppo 3	-1155	12.10	-13976
Resistenza parassita vincoli	-427	12.10	-5166

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	41 di 129

Le azioni elementari sono state combinate secondo i seguenti coefficienti:

AZIONI DA SPALLA

		Spinta del terreno	Incremento spinta per sovraccarico sovrastuttura	Incremento spinta per carichi accidentali	Muro Paraghiaia	Muro frontale	Muro andatore SX	Muro andatore DX	Fondazione	Terreno di rinterro	sovrastuttura 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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	42 di 129

I risultati delle verifiche sono riassunti nella tabella seguente.

Ribaltamento (Statica)	M stab [kNm]	M destabil [kNm]	FS = M_{stab}/M_{destab}
EQU0	149763	-51628	2.90
EQU1	169785	-98206	1.73
EQU2	159534	-98705	1.62
EQU3	153413	-108188	1.42
EQU4	151960	-109187	1.39

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	-2033	7.20	-14637

AZIONI INERZIALI	Fv [kN]	ex [m]	M [kNm]	FI [kN]	ev [m]	M [kNm]
Muro paraghiaia	8.3	4.75	39	-17	12.80	-212
Muro frontale	126.8	3.25	412	-254	7.25	-1839
Muro andatore SX	77.6	7.45	578	-155	8.50	-1319
Muro andatore DX	77.6	7.45	578	-155	8.50	-1319
Fondazione	179.6	5.25	943	-359	1.00	-359
Terreno di rinterro	231.7	7.45	1726	-463	8.50	-3939
Azioni inerziali complessive			4276			-8987

Azioni sismiche da impalcato	Fv [kN]	ex [m]	M [kNm]	FI [kN]	ev [m]	M [kNm]
Sisma long	0	2.9	0	-483	12.1	-5843
Sisma vert	76	2.9	221	0	8.9	0

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	44 di 129

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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	45 di 129

Ribaltamento (sismica)		M stab [KNm]	M destabil [KNm]	FS = M _{stab} /M _{destab}
EQU SISMA (x+0.3z)	1	167686	-76875	2.18
	2	180464	-96107	1.88
	3	179236	-96240	1.86
	4	178719	-94478	1.89
	5	178719	-94613	1.89
EQU SISMA (0.3x+z)	6	170679	-70584	2.42
	7	182423	-101526	1.80
	8	182229	-101659	1.79
	9	181712	-99897	1.82
	10	174601	-100032	1.75
EQU SISMA (x-0.3z)	11	165120	-76875	2.15
	12	176864	-107817	1.64
	13	176670	-107950	1.64
	14	176153	-106188	1.66
	15	166370	-91512	1.82
EQU SISMA (0.3x-z)	16	162127	-70584	2.30
	17	173870	-101526	1.71
	18	173677	-101659	1.71
	19	173159	-99897	1.73
	20	166049	-100032	1.66

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.

combo	N [kN]	MI [kNm]	Mt kNm]	F [kN]	Ft [kN]
SLE1	30236	24318	4129	7615	341
SLE2	32684	58904	6700	10972	508
SLE3	32870	59662	5732	11000	467
SLE4	32871	65989	5253	11522	380
SLE5	33057	67080	4408	11577	349
SLU1	40036	35755	6193	10281	512
SLU2	44802	81938	9838	15041	746
SLU3	45071	83037	8436	15081	688
SLU4	45073	92211	7740	15839	561
SLU5	45342	93793	6516	15919	517
SLV1	30326	67603	4128	12657	528
SLV2	29859	67853	4128	12657	528
SLV3	30288	55805	12753	11227	1705
SLV4	29822	56055	12753	11227	1705

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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

04

D13CL

VI0104001

B

47 di 129

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

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

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

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

$$q_{min} = 0$$

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

combo	e_long [m]	qmax [kPa]	qmin [kPa]
SLE1	0.80	438	162
SLE2	1.80	658	0
SLE3	1.82	665	0
SLE4	2.01	704	0
SLE5	2.03	713	0
SLU1	0.89	600	194
SLU2	1.83	909	0
SLU3	1.84	919	0
SLU4	2.05	977	0
SLU5	2.07	990	0
SLV1	2.23	697	0
SLV2	2.27	696	0
SLV3	1.84	617	0
SLV4	1.88	614	0

Lo schema di calcolo è quello di mensola (L=2.10m). 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.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	48 di 129

combo	Med [kNm/m]	Ved [KN/m]
SLE1	868	730
SLE2	1746	830
SLE3	1764	838
SLE4	1887	868
SLE5	1913	878
SLU1	1382	1043
SLU2	2416	1192
SLU3	2441	1203
SLU4	2625	1248
SLU5	2663	1261
SLV1	1893	824
SLV2	1897	815
SLV3	1641	766
SLV4	1636	757

I valori massimi risultano:

max	Med [kNm/m]	Ved [KN/m]
SLE	1913	1043
SLU-SLV	2663	1261

9.2.1 *Verifica a flessione SLU – SLE*

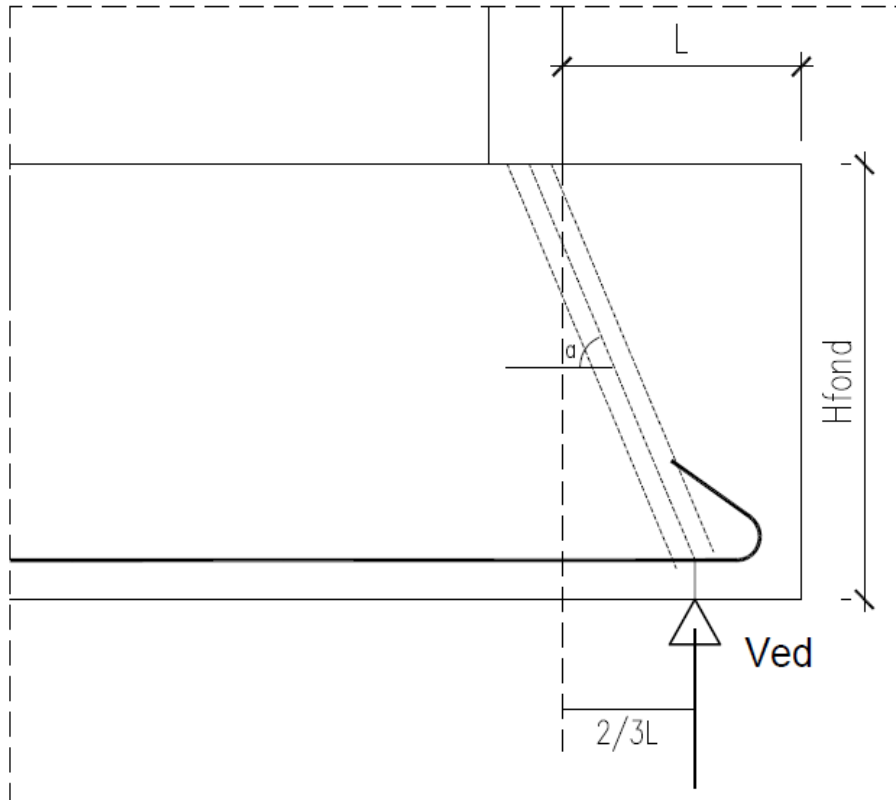
Il plinto viene armato con una maglia inferiore costituita da barre $\Phi 32$ passo 15cm (longitudinale) e barre $\Phi 26$ passo 20cm (trasversale); mentre la maglia superiore è costituita da barre $\Phi 24$ passo 20cm in entrambe le direzioni.

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.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	49 di 129



$$\operatorname{tg} a = (H_{\text{fond}} - c) / (2/3L + 0.2 \text{ spmuro frontale}) = 1.3$$

$$a = 52.4^\circ \text{ (angolo di inclinazione puntone compresso)}$$

- Verifica dell'armatura tesa

Il tiro sull'armatura vale:

$$T_{slu} = V_{ed,slu} / \operatorname{tga} = 970 \text{ KN/m}$$

$$T_{sle} = V_{ed,sle} / \operatorname{tga} = 802 \text{ KN/m}$$

La tensione massima sull'armatura è (barre $\Phi 32 / 15\text{cm}$):

$$\sigma_{slu} = T_{slu} / A_{sl} = 181 \text{ Mpa}$$

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	50 di 129

$$\sigma_{sle} = T_{sle} / A_{sl} = 150 \text{ Mpa}$$

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	Φ (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	σ_s	150 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 -
(fisso)	k3	3.4 -
(fisso)	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	4.37E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	4.21E+02 mm
ampiezza fessure:	
wk	0.18 mm
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

- Verifica del puntone di calcestruzzo

Lo sforzo nella biella compressa vale:

$$P_{slu} = V_{ed,slu} / \sin \alpha = 1591 \text{ KN/m}$$

La resistenza della biella compressa vale

$$P_{rd} = 0.4 b d f_{cd} = 15428 \text{ KN/m} > P_{slu}$$

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

$$\cotg \theta = 1$$

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	51 di 129

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

$$\alpha_c = 1$$

$$\cotg \alpha = 1$$

$$\cotg \theta = 1$$

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

VI01 - Viadotto in acciaio

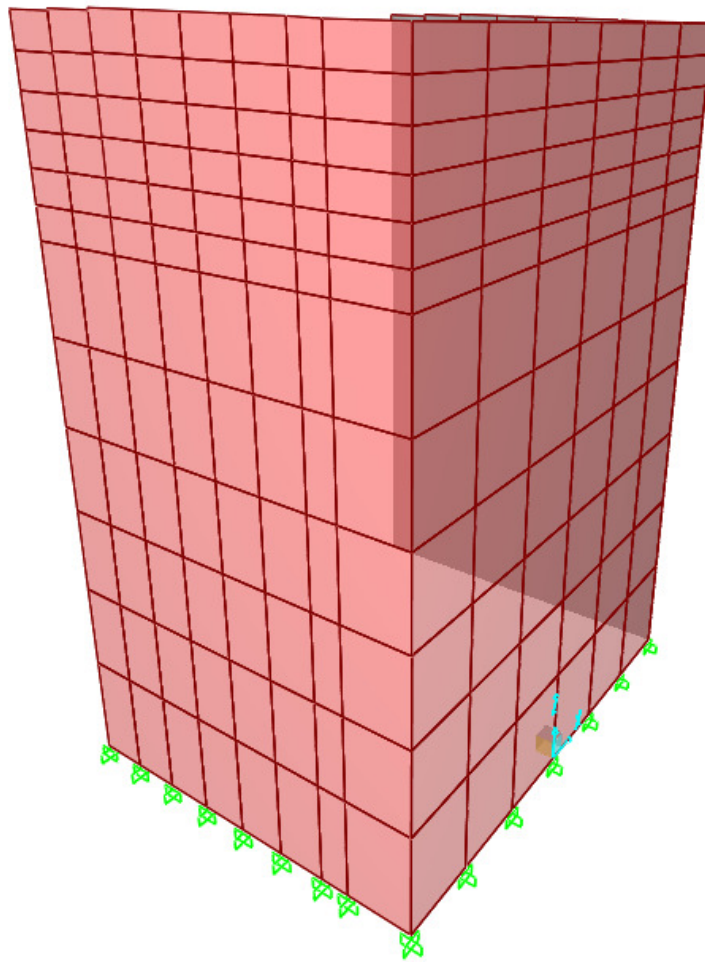
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	52 di 129

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.



VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	53 di 129

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.

10.2.1 Spinta statica

	γ [kN/m ³]	K_0	H [m]	S [kN/m]
Spinta del terreno	20.0	0.384	11.9	543

10.2.2 Spinta sismica

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

	γ [kN/m ³]	a/g [-]	S	β_m	H [m]	ΔS_{ae} [kN/m]
Spinta del rinterro (+)	20.0	0.057	1.0	1.0	11.9	161

10.2.3 Spinta carichi permanenti

	q [kN/mq]	K_0	H [m]	S_p [kN/m]
spinta sovraccarico sovrastruttura	16.0	0.384	11.9	73

10.2.4 Spinta carichi accidentali

	q [kN/mq]	K_0	H [m]	S_a [kN/m]
Incremento spinta per carichi accidentali q1	50.0	0.384	11.9	228

VI01 - Viadotto in acciaio

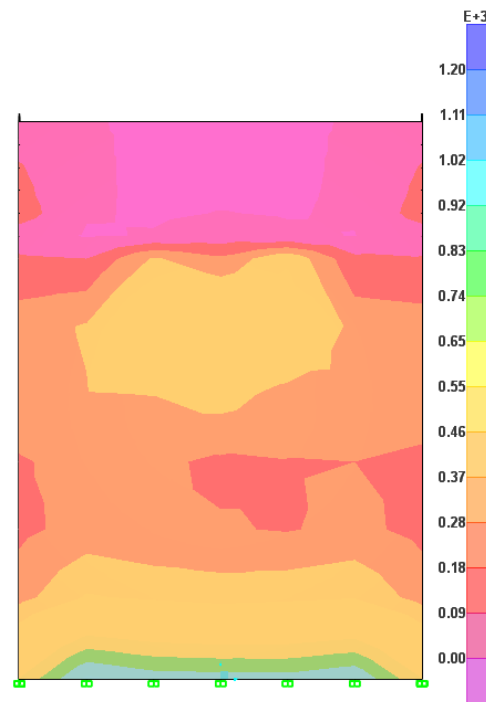
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	54 di 129

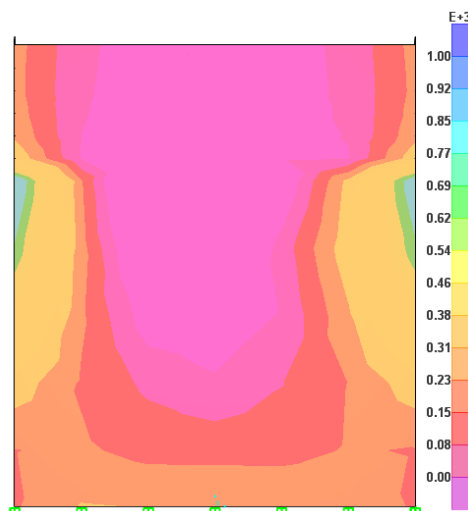
10.3 Verifica del muro frontale

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

SLU



(M22 = 1080 kN m/m)

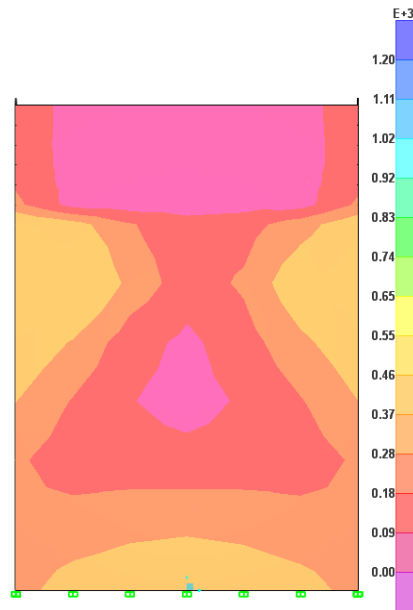


(M11=760 kN m/m)

VI01 - Viadotto in acciaio

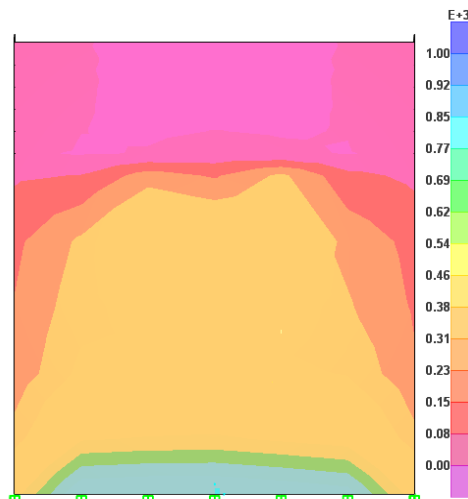
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	55 di 129



(Vmax = 430 kN)

SLE

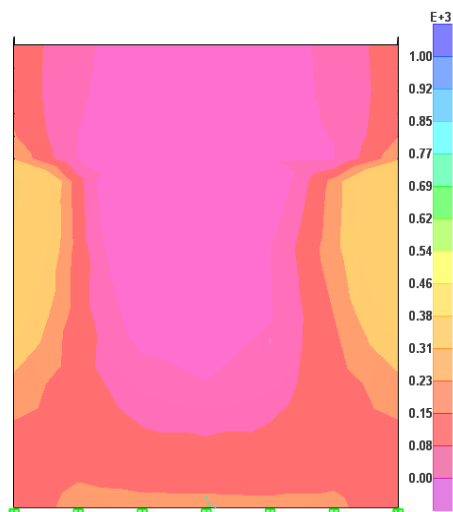


(M22=840 kN m)

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	56 di 129



(M11=570 kN m)

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/15 cm (lato monte) + \varnothing 20mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 1080 kN m

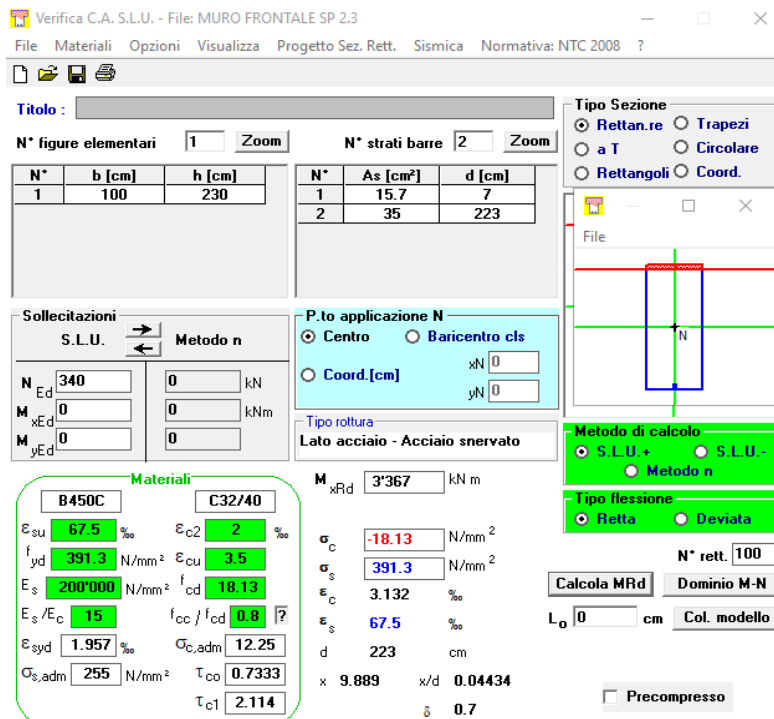
Ned = 340 kN

Il momento resistente della sezione vale:

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	57 di 129



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 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	15.7	7
			2	35	223

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 340 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 acciaio - Acciaio snervato

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

M_{xRd} 3'367 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.132 ‰
 ε_s 67.5 ‰
 d 223 cm
 x 9.889 x/d 0.04434
 δ 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. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

$M_{rd}(N_{ed}) = 3367 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

Armatura orizzontale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH=(100cmx230cm)
- ø 26 mm/20 cm (lato monte) ø 20mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

$M_{ed} = 760 \text{ kN m}$

Il momento resistente della sezione vale:

VI01 - Viadotto in acciaio
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	58 di 129

Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO FRONTALE SP 220_fi26-20

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	230	1	15.7	7
			2	26.5	223

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 340 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 acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm ²	E _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm ²	f _{cd}	18.13 ‰
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8 ?
E _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	12.25
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0.7333
		τ _{c1}	2.114

M_{xRd} 2'649 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 2.745 ‰
ε_s 67.5 ‰
d 223 cm
x 8.714 x/d 0.03907
δ 0.7

Mrd = 2649 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	59 di 129

10.3.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale :

$V_{ed} = 430 \text{ kN/m}$

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

Classe cls	f_{ck}	32.0	N/mm^2
coeff. parziale	γ_c	1.5	
resistenza di calcolo	f_{cd}	18	N/mm^2
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^2
diametro ferro longitudinale	ϕ_l	26	mm
area armatura	A	530.9	mm^2
strato		1	
passo		150	mm
n_r/strato		7	
area armatura totale	A_l	3540	mm^2
percentuale di armatura	ρ_l	0.0017	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	s_{cp}	0.00	N/mm^2
	k	1.31	
	v_{min}	0.30	
	V_{Rd1}	574	kN
	V_{Rd2}	615	kN
taglio resistente	V_{Rd}	615	kN

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

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	60 di 129

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/15 cm)

$$\sigma_s = 87 \text{ MPa}$$

note	INPUT			OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2300	mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	2.94E-04
diametro medio barre	Φ (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	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	530	mm	wk	0.121 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	101	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 liscie)	k1	0.8	-		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5	-		
	k3	3.4	-		
	k4	0.425	-		

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	61 di 129

Armatura orizzontale (\varnothing 26mm/20 cm)

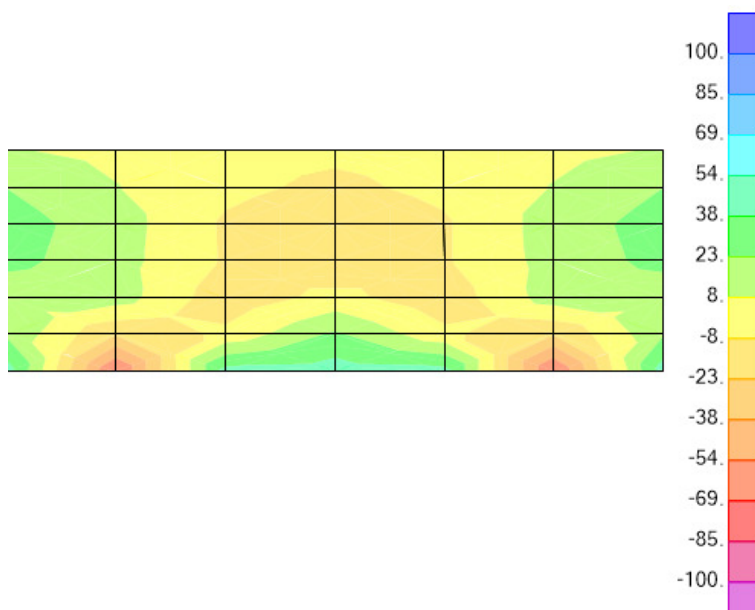
$\sigma_s = 101$ MPa

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2300 mm	diff. def. armature-cla	
	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	2.94E-04 -
diametro medio barre	Φ (barre)	26 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	5 -	s r, max	4.85E+02 mm
classe cla	cla C	32 MPa	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	366 mm	wk	0.143 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	101 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 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

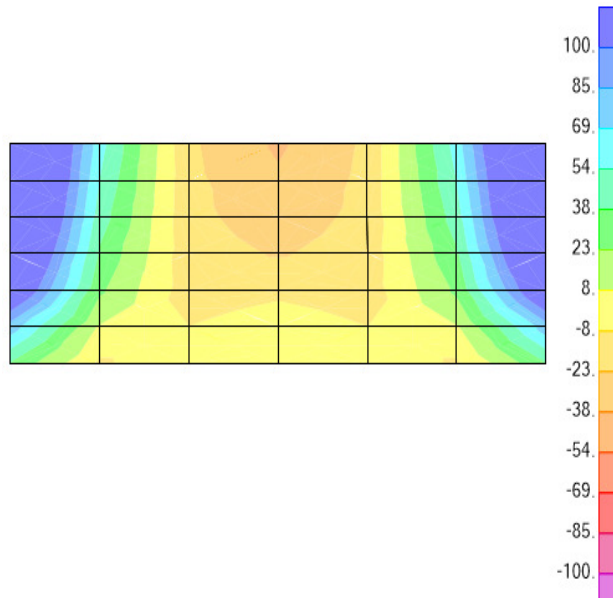


(M22 = 40 kN m/m)

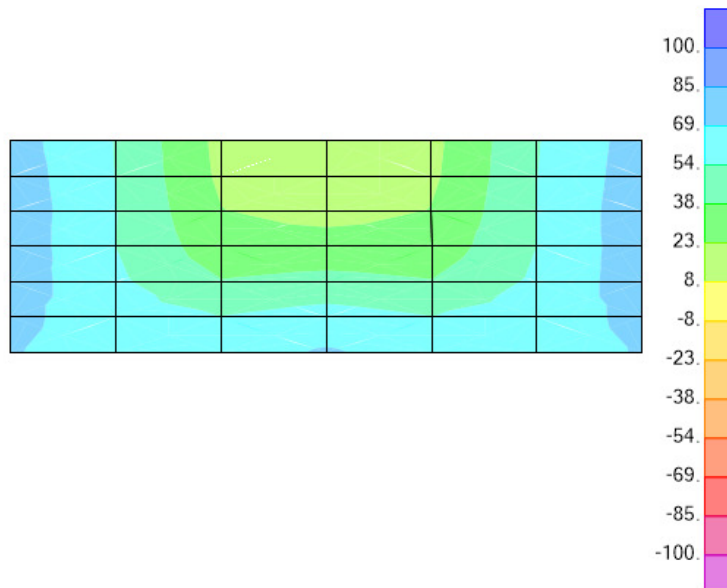
VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	62 di 129



(M11=130 kN m/m)

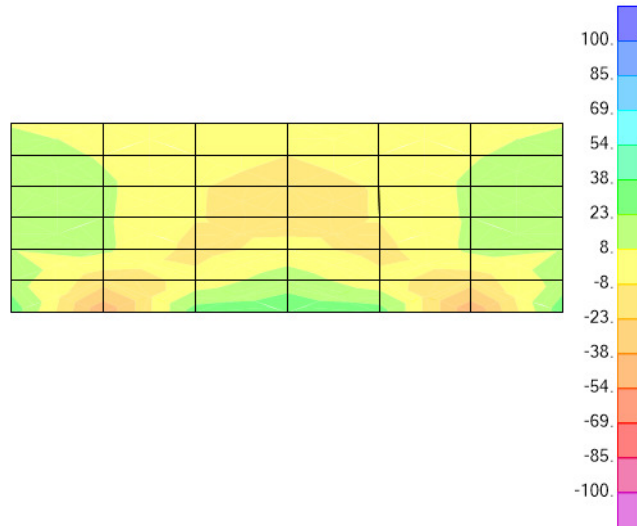


(Vmax = 70 kN/m)

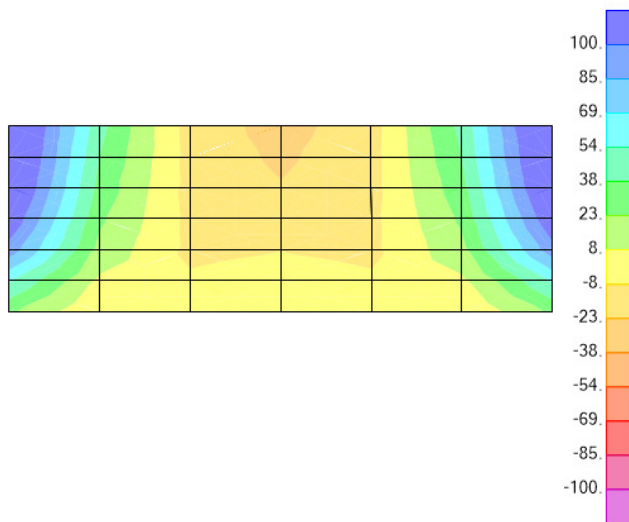
VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	63 di 129



($M_{22}=30$ kN m/m)



($M_{11}=110$ kN m/m)

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	64 di 129

10.4.1 Verifica a flessione SLU

Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

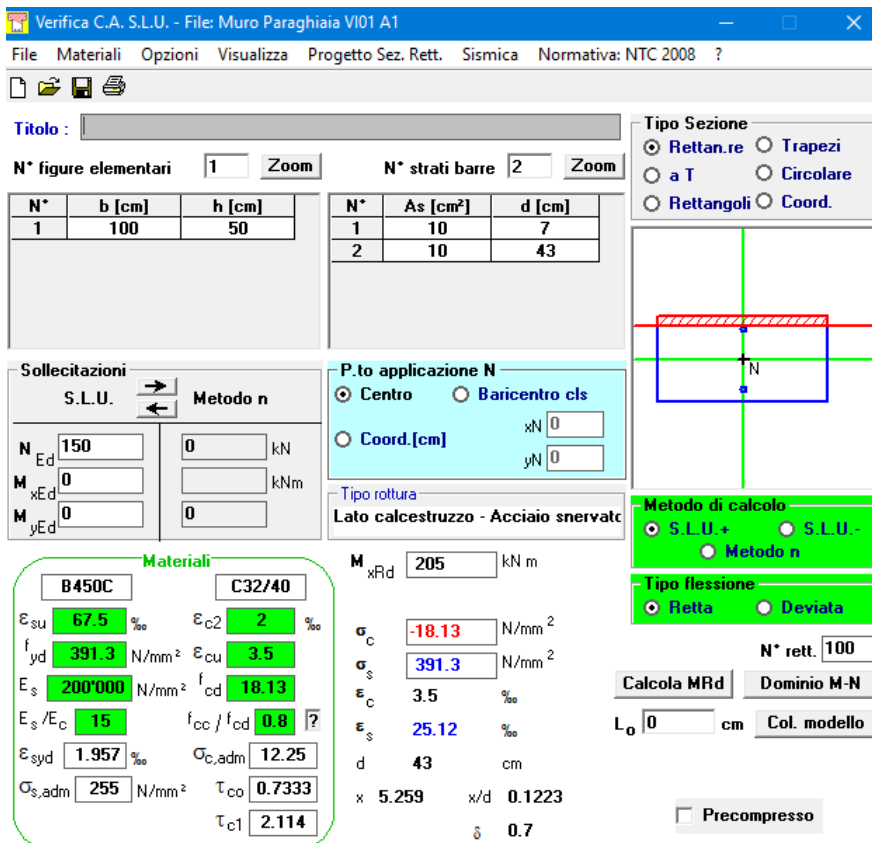
- Dimensioni BxH=(100cmx50cm)
- \varnothing 16 mm/20 cm (lato monte) e \varnothing 16 mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 40 kN m/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 Paraghiaia VI01 A1
- File Menu:** File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008
- Numero di figure elementari:** 1
- Numero di strati barre:** 2
- Table 1 (Geometric Data):**

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

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10	7
2	10	43
- Sollecitazioni (Loads):**
 - N_{Ed}: 150 kN
 - M_{xEd}: 0 kNm
 - M_{yEd}: 0 kNm
- P.to applicazione N (Point of application of N):**
 - Centro (selected)
 - Baricentro cls
 - Coord. [cm]: xN=0, yN=0
- Metodo di calcolo (Calculation method):**
 - S.L.U.+ (selected)
 - S.L.U.-
 - Metodo n
- Tipo flessione (Type of bending):**
 - Retta (selected)
 - Deviata
- Materiali (Materials):**
 - B450C (Steel): ϵ_{su} 67.5%, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200'000 N/mm², $\epsilon_{s,adm}$ 1.957%, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C32/40 (Concrete): ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5‰, f_{cd} 18.13, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 12.25, τ_{co} 0.7333, τ_{c1} 2.114
- Calculated Values:**
 - M_{xRd}: 205 kNm
 - σ_c : -18.13 N/mm²
 - σ_s : 391.3 N/mm²
 - ϵ_c : 3.5‰
 - ϵ_s : 25.12‰
 - d: 43 cm
 - x: 5.259, x/d: 0.1223, δ : 0.7
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, L₀: 0 cm, Col. modello, Precompresso

Mrd (Ned) = 205 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	65 di 129

Armatura orizzontale

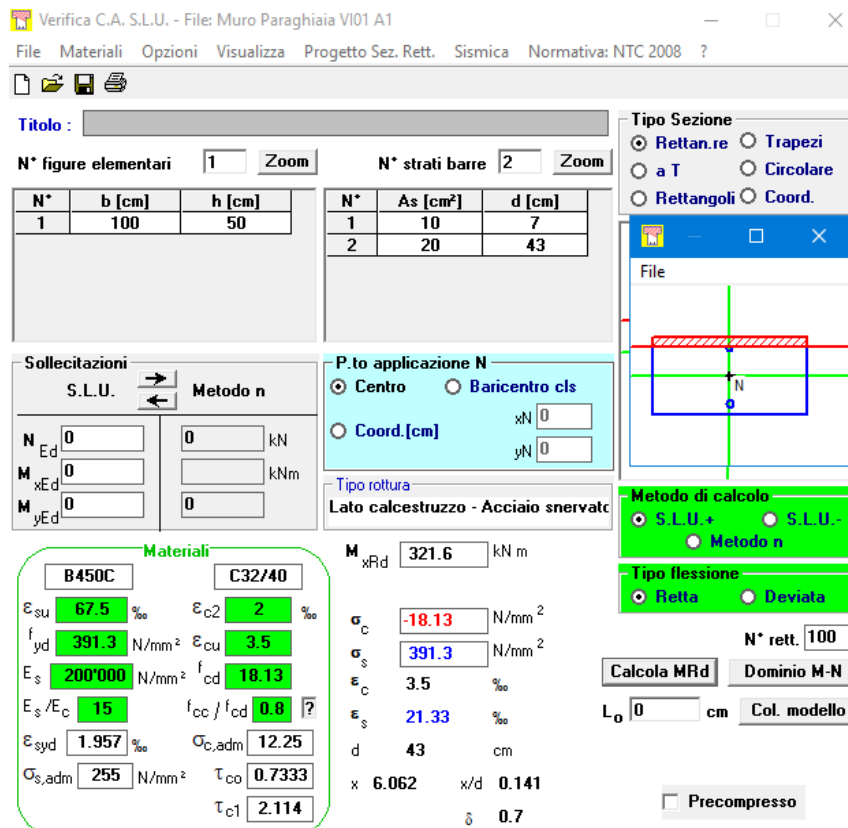
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- 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 Paraghaia VI01 A1

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

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

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

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

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 321.6 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.33 ‰
 d 43 cm
 x 6.062 x/d 0.141
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviate

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

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

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	66 di 129

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	N/mm ²
coeff. parziale	γ_c	1.5	
resistenza di calcolo	f_{cd}	18	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	mm ²
diámetro ferro longitudinale	ϕ_l	20	mm
area armatura	A	314.2	mm ²
	strato	1	
	passo	100	mm
	n_f/strato	10	
area armatura totale	A_l	3142	mm ²
percentuale di armatura	ρ_l	0.0070	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	s_{cp}	0.00	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.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	67 di 129

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):

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

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 (ϕ 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	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	1.14E-04 -
diametro medio barre	Φ (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	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm	wk	0.062 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	68 di 129

Armatura orizzontale (\emptyset 16mm/10 cm)

$\sigma_s = 143$ MPa

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	500 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	4.17E-04 -
diametro medio barre	Φ (barre)	16 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	10 -	s r, max	3.79E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm	wk	0.158 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	143 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 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		

VI01 - Viadotto in acciaio

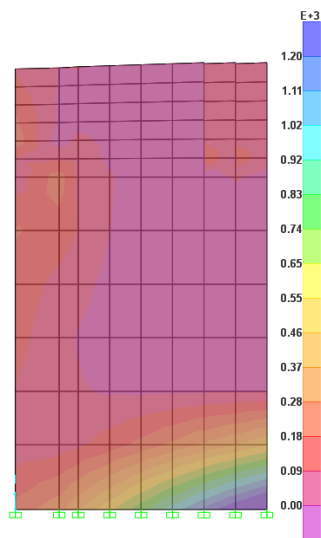
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	69 di 129

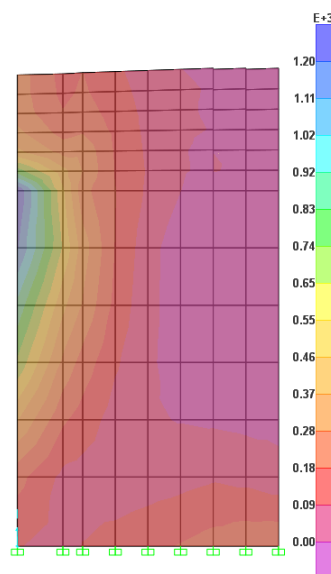
10.5 Verifica del muro andatore

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure

SLU



$$M_{22}(z=0) = 1080 \text{ kN m/m}, M_{22}(z=2\text{m}) = 200 \text{ kN m/m}$$

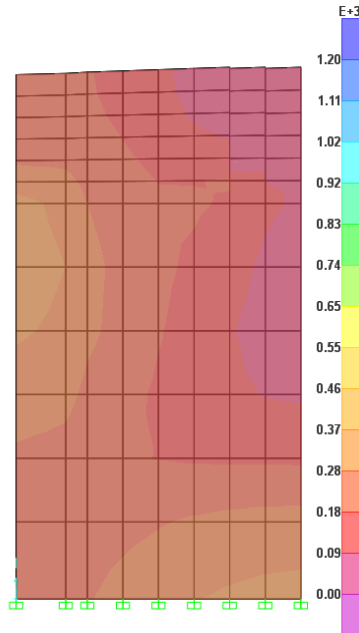


$$(M_{11} = 1050 \text{ kN m/m})$$

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	70 di 129



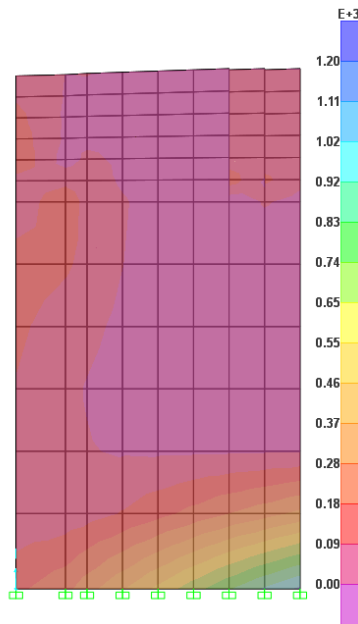
(V_{max} = 380 kN/m)

VI01 - Viadotto in acciaio

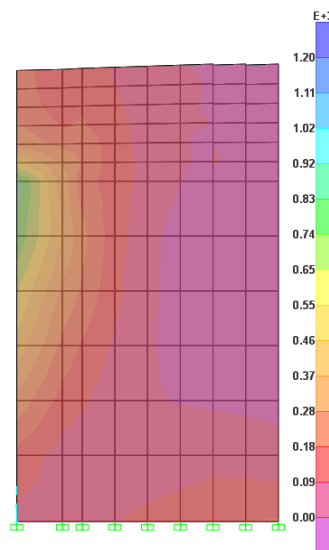
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	71 di 129

SLE



(M22 = 900 kN/m)



(M11 = 750 kN/m)

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	72 di 129

10.5.1 Verifica a flessione SLU

Armatura verticale – muro andatore inferiore (z=0)

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura:

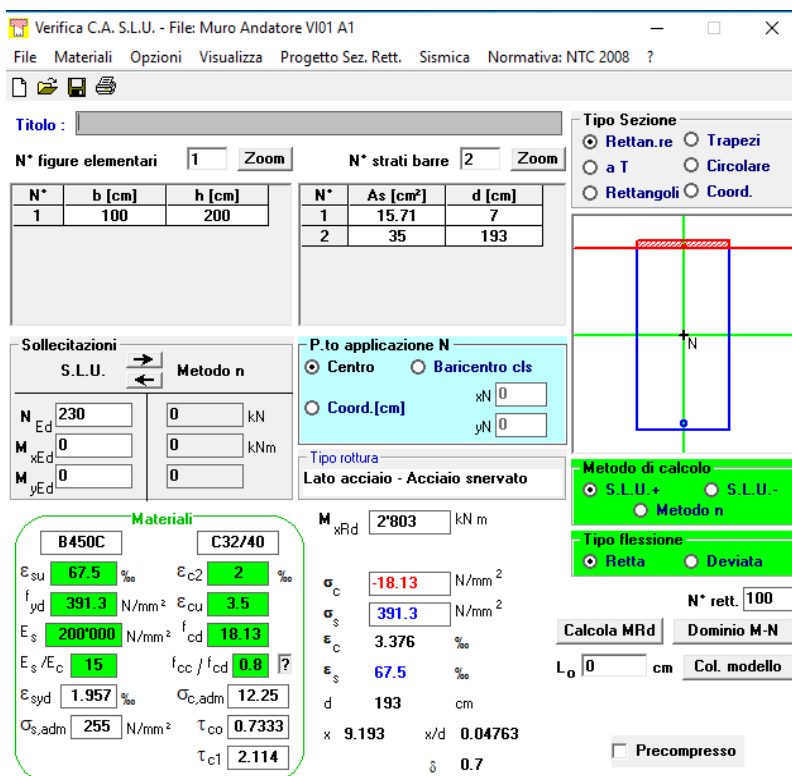
- Dimensioni BxH=(100cmx200cm) – base muro
- \varnothing 26 mm/15 cm (lato monte) \varnothing 20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti:

Med = 1080 kN m/m

Ned = 230 kN/m/m

Il momento resistente della sezione vale:



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Andatore VI01 A1' window. It displays various input and output parameters for a rectangular section with width b=100 cm and height h=200 cm. The reinforcement consists of 2 bars with a total area As=42.71 cm² and effective depth d=193 cm. The design moment is M_{xRd} = 2803 kNm. The design axial force is N_{Ed} = 230 kN. The software calculates the design stress σ_c = -18.13 N/mm² and the design strain ε_s = 67.5‰. The design moment capacity is M_{rd} = 2803 kNm, which is greater than the design moment Med = 1080 kNm/m. The software also shows material properties for B450C and C32/40 concrete, and various design parameters like the reduction factor δ = 0.7.

Mrd (Ned) = 2083 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	73 di 129

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

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

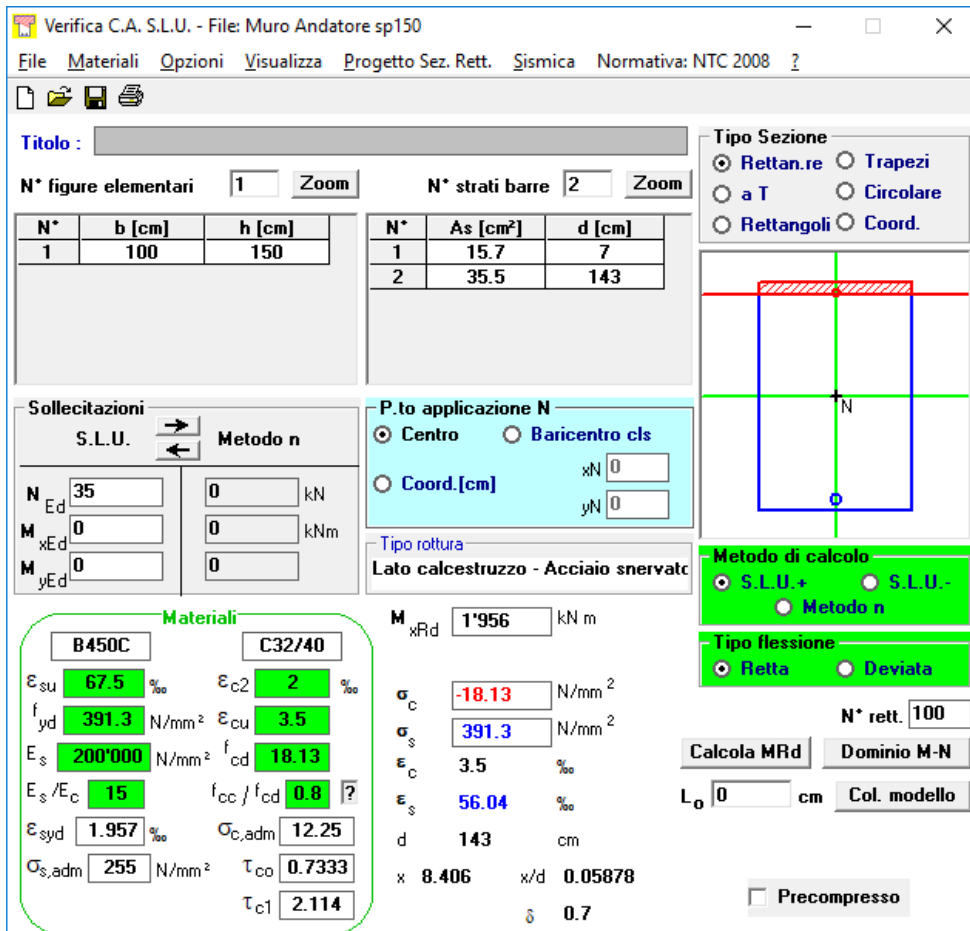
- Dimensioni BxH=(100cmx150cm)
- \varnothing 26 mm/15 cm (lato monte) \varnothing 20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti:

Med = 200 kN m/m

Ned = 35 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 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso:

Materiali: B450C C32/40

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

M_{xRd}: 1'956 kN m
σ_c: -18.13 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 56.04 ‰
d: 143 cm
x: 8.406 x/d: 0.05878
δ: 0.7

Mrd (Ned) = 1956 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	74 di 129

Armatura orizzontale

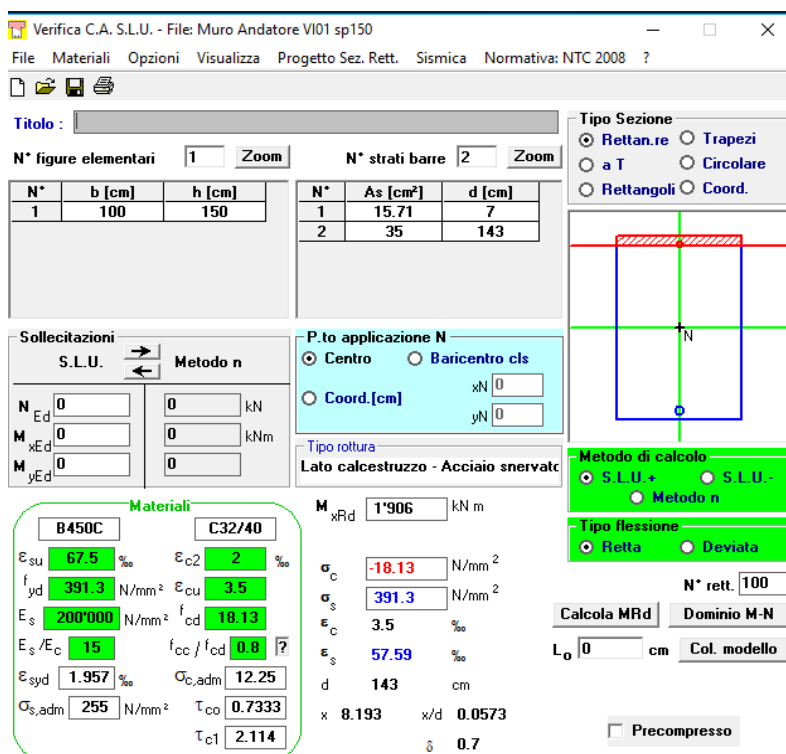
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura:

- 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 = 1050 kN m/m

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Andatore VI01 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	15.71	7
			2	35	143

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200000 N/mm² f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

Lato calcestruzzo - Acciaio snerato
M_{xRd} 1906 kN m
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 57.59 ‰
d 143 cm
x 8.193 x/d 0.0573
δ 0.7

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

Mrd (Ned) = 1906 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	75 di 129

10.5.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale:

$V_{ed} = 380 \text{ kN/m}$

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

Classe cls	f_{ck}	32.0	N/mm ²
coeff. parziale	γ_c	1.5	
resistenza di calcolo	f_{cd}	18	N/mm ²
larghezza membratura resistene	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene	H	2000	mm
altezza utile	d	1800	mm
area della sezione	A_{TOT}	1800000	mm ²
diametro ferro longitudinale	$\varnothing l$	26	mm
area armatura	A	530.9	mm ²
strato		1	
passo		150	mm
n_l/strato		7	
area armatura totale	A_l	3540	mm ²
percentuale di armatura	r_l	0.0020	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	S_{cp}	0.00	N/mm ²
	k	1.33	
	V_{min}	0.30	
	V_{Rd1}	532	kN
	V_{Rd2}	549	kN
taglio resistente	V_{Rd}	549	kN

$V_{rd} > V_{ed}$

Verifica soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	76 di 129

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):

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

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 (\varnothing 26 mm/15 cm)

$$\sigma_s = 128 \text{ MPa}$$

note	INPUT			OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2000	mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	3.73E-04 -
diametro medio barre	Φ (barre)	26	mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	6.7	-	s r, max	4.11E+02 mm
classe cls	cls C	32	MPa	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	390	mm	wk	0.153 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	128	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 liscie)	k1	0.8	-		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5	-		
	k3	3.4	-		
	k4	0.425	-		

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	77 di 129

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:

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

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

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:

$$PGA = 0.057 g$$

Risulta dunque:

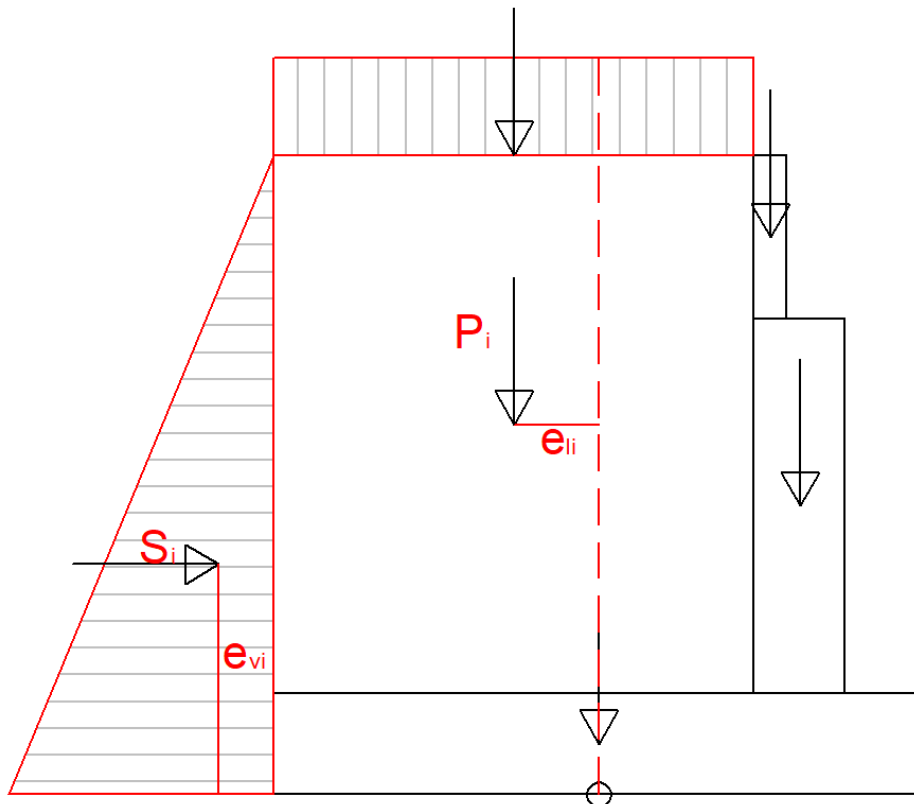
$$k_h = \beta_m \cdot S \cdot PGA / g = 1 \cdot 1.0 \cdot 0.057 = 0.57$$

$$k_v = \pm 0.028$$

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]



VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	79 di 129

11.2.1 *Peso proprio della struttura*

ELEMENTI	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Muro Paragliaia	0.50	8.60	2.70	11.6	290	0.70	0.00	13.20	203	0
Muro frontale	2.30	8.60	9.50	187.9	4698	2.00	0.00	7.25	9396	0
Muro andatore SX	6.10	2.00	12.30	150.1	3752	-2.20	-3.50	8.65	-8253	-13130
Muro andatore DX	6.10	2.00	12.30	150.1	3752	-2.20	3.50	6.70	-8253	13130
Fondazione	10.50	9.60	2.50	252.0	6300	0.00	0.00	1.25	0	0

11.2.2 *Peso proprio del rinterro*

	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Rinterro	6.10	5.60	12.30	420.2	8403	-2.20	0.00	6.70	-18487	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/m³.

	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	q _v [kN/m ³]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
sovrastuttura ferroviaria	6.10	5.60	0.80	20.00	547	-2.20	0.00	13.80	-1202	0

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 _l [m]	b _t [m]	h [m]	q _v [kN/m ²]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Accidentali	6.10	2.75	-	50.00	839	-2.20	0.00	13.80	-1845	0

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	80 di 129

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 $F_1 = 0.5 k_0 \gamma_{\text{terr}} H^2 B$, applicata ad una quota pari a $H/3$.

γ [kN/m ³]	φ' [°]	K_0	H [m]	b [m]	F_1 [kN]	e_v [m]	m_l [kN m]
20.0	38.00	0.384	14.80	8.60	7240	4.93	35717

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	14.80	8.60	783	7.40	5792

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	14.80	8.60	2446	7.40	18100

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	μ_m	γ [kN/m ³]	H [m]	b [m]	ΔE_d [kN]	e_v [m]	m_l [kN m]
0.057	1	1.00	20.0	14.80	8.6	2147	7.40	15891

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	81 di 129

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]	ev [m]	ml [kN m]	E.I. [kN]	el [m]	ml [kN m]
Muro Paraghiaia	290	17	13.20	218	8	0.70	6
Muro frontale	4698	268	7.25	1941	134	2.00	268
Muro andatore SX	3752	214	8.65	1850	107	-2.20	-235
Muro andatore DX	3752	214	6.70	1433	107	-2.20	-235
Fondazione	6300	359	1.25	449	180	0.00	0
Terreno di rinterro	8403	479	8.65	4143	239	-2.20	-527

11.2.9 *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.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	82 di 129

11.3 Azioni agenti all'intradosso della fondazione

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

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	
Peso proprio	18791	-6908	0	0	0	STATICA
Peso rinterro	8403	-18487	0	0	0	
sovrastuttura ferroviaria	547	-1202	0	0	0	
peso accidentali traffico	839	-1845	0	0	0	
Spinta terreno (K0)	0	35717	0	7240	0	
Spinta sovraccarico sovrastuttura (K0)	0	5792	0	783	0	
Spinta acc. Traffico (K0)	0	18100	0	2446	0	
Incremento spinta sismica terreno	0	15891	0	2147	0	SISMICA
Effetti inerziali struttura long.	0	10034	0	1550	0	
Effetti inerziali struttura trasv.	0	0	10034	0	1550	
Effetti inerziali verticali (+)	775	-724	0	0	0	
G1	1832	2931	0	0	0	AZIONI DA IMPALCATO
G2	1382	2211	0	0	0	
LM 71 gruppo 1	2116	3385	2790	0	198	
SW/2 gruppo 1	2453	3926	2331	0	169	
LM 71 gruppo 3	2116	3385	1608	0	111	
SW/2 gruppo 3	2453	3925	1249	0	92	
Resistenza parassita vincoli	0	4018	0	343	0	
Vento	0	0	2828	0	214	
Sisma long	0	0	0	0	0	
Sisma trasv	0	0	4287	0	366	
Sisma vert	58	93	0	0	0	

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	83 di 129

11.3.1 Coefficienti di combinazione

AZIONI DA SPALLA

	Peso proprio	Peso riinterro	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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	84 di 129

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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	85 di 129

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

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE1	31794	18208	2828	8023	214
SLE2	33909	43711	4486	10812	326
SLE3	34247	44252	4028	10812	298
SLE4	33909	43711	3305	10812	239
SLE5	34247	44251	2946	10812	220
SLU1	42078	27224	4242	10831	321
SLU2	46362	60522	6590	14789	480
SLU3	46852	61306	5925	14789	438
SLU4	46362	60522	4877	14789	354
SLU5	46851	61305	4356	14789	326
SLV1	31796	53735	4618	12553	597
SLV2	31296	54114	4618	12553	597
SLV3	31796	46711	14879	11468	1956
SLV4	31296	47090	14879	11468	1956

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	86 di 129

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.

	N [kN]	Ml [kNm]	Mt [kNm]	Fl [kN]	Ft [kN]	B' [m]	L' [m]
SLU1	41239	24712	4242	10831	321	9.30	9.39
SLU2	45523	58011	6590	14789	480	9.30	9.39
SLU3	46013	58795	5925	14789	438	9.30	9.39
SLU4	45523	58011	4877	14789	354	9.30	9.39
SLU5	46012	58794	4356	14789	326	9.30	9.39
SLV1	31130	50038	4066	12506	583	9.30	9.39
SLV2	30679	50497	4066	12506	583	9.30	9.39
SLV3	31130	44302	13039	11454	1910	9.30	9.39
SLV4	30679	44761	13039	11454	1910	9.30	9.39

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

(R3)	Capacità portante	Scorrimento
γ_r	2.3	1.1

Parametri geotecnici (M1)	
c (MPa)	0
ϕ (°)	51

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:

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	87 di 129

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

c' = coesione efficace;

γ = 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

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	γ [kN/m ³]	N_γ [kPa]	s_γ	i_γ	d_γ	b_γ	g_γ
SLU1	50.00	386	1.78	0.64	1.03	1.00	1.00	20.00	956	1.78	0.47	1.00	1.00	1.00
SLU2	50.00	386	1.78	0.56	1.03	1.00	1.00	20.00	956	1.78	0.38	1.00	1.00	1.00
SLU3	50.00	386	1.78	0.56	1.03	1.00	1.00	20.00	956	1.78	0.39	1.00	1.00	1.00
SLU4	50.00	386	1.78	0.56	1.03	1.00	1.00	20.00	956	1.78	0.38	1.00	1.00	1.00
SLU5	50.00	386	1.78	0.56	1.03	1.00	1.00	20.00	956	1.78	0.39	1.00	1.00	1.00
SLV1	50.00	386	1.78	0.47	1.03	1.00	1.00	20.00	956	1.78	0.28	1.00	1.00	1.00
SLV2	50.00	386	1.78	0.46	1.03	1.00	1.00	20.00	956	1.78	0.28	1.00	1.00	1.00
SLV3	50.00	386	1.78	0.50	1.03	1.00	1.00	20.00	956	1.78	0.32	1.00	1.00	1.00
SLV4	50.00	386	1.78	0.50	1.03	1.00	1.00	20.00	956	1.78	0.31	1.00	1.00	1.00

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	88 di 129

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

La falda è stata considerata a quota -5m dal piano di fondazione.

La tabella riassume i risultati delle verifiche:

	Capacità portante		
	qrd [kPa]	qed [kPa]	FS=qrd/qed [-]
SLU1	29872	486	61
SLU2	24760	536	46
SLU3	25024	542	46
SLU4	24766	536	46
SLU5	25029	542	46
SLV1	18559	367	51
SLV2	18151	362	50
SLV3	20531	367	56
SLV4	20130	362	56

12.3 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento è definita dalla relazione:

$$Srd = Sd/\gamma_r \geq Sed$$

L'azione resistente è stata calcolata tramite la relazione:

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

N = azione normale alla fondazione

c' = coesione efficace (assunto nullo)

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

Sed = azione orizzontale agente sulla fondazione;

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	89 di 129

	Scorrimento		
	Srd [kN]	Sed [kN]	FS=Srd/sed [-]
SLU1	52048	14797	3.52
SLU2	52048	14797	3.52
SLU3	52598	14796	3.55
SLU4	52048	14793	3.52
SLU5	52597	14793	3.56
SLV1	35695	12567	2.84
SLV2	35134	12567	2.80
SLV3	35695	11633	3.07
SLV4	35134	11633	3.02

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	90 di 129

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)	
γ_{terr} [kN/m ³]	20
c (MPa)	0
ϕ	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

Spinte			
Azione	Fi [kN]	ez [m]	M [kNm]
Spinta del terreno (statica)	8853	4.93	-43676
Incremento spinta per sovraccarico sovrastruttura	957	7.40	-7083
Incremento spinta per carichi accidentali	2991	7.40	-22133

Azioni peso proprio spalla e rinterro			
Elemento	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
Muro Paraghiaia	290	4.75	1379
Muro frontale	3881	3.25	12612
Muro andatore SX	3752	7.45	27949
Muro andatore DX	3752	7.45	27949
Fondazione	6300	5.25	33075
Terreno di rinterro	8403	7.45	62605
s sovrastruttura ferroviaria	722	7.45	5381
Accidentali	839	7.45	6249

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	91 di 129

Azione da impalcato: forze longitudinali			
Azione	N [kN]	ex [m]	M [KNm]
G1	1832	2.90	5313
G2	1382	2.90	4008
LM 71 gruppo 1	2116	2.90	6135
SW/2 gruppo 1	2453	2.90	7115
LM 71 gruppo 3	916	2.90	2656
SW/2 gruppo 3	691	2.90	2004
Resistenza parassita vincoli	0	2.90	0

Azione da impalcato: forze verticali			
Azione	Fi [kN]	ez [m]	M [KNm]
G1	0	11.70	0
G2	0	11.70	0
LM 71 gruppo 1	0	11.70	0
SW/2 gruppo 1	0	11.70	0
LM 71 gruppo 3	0	11.70	0
SW/2 gruppo 3	0	11.70	0
Resistenza parassita vincoli	-343	11.70	-4018

Le azioni elementari sono state combinate secondo i seguenti coefficienti:

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	92 di 129

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 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

I risultati delle verifiche sono riassunti nella tabella seguente.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	93 di 129

Ribaltamento (Statica)	M stab [KNm]	M destabil [KNm]	S=Mstab/Mdest [-]
EQU0	163455	-55835	2.93
EQU1	182030	-93052	1.96
EQU2	175112	-93052	1.88
EQU3	168424	-93052	1.81
EQU4	167445	-93052	1.80

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	-2147	7.40	-15891

AZIONI INERZIALI	Fv [kN]	ex [m]	M [kNm]	FI [kN]	ev [m]	M [kNm]
Muro paraghiaia	8.3	4.75	39	-17	13.20	-218
Muro frontale	133.9	3.25	435	-268	7.25	-1941
Muro andatore SX	106.9	7.45	797	-214	8.65	-1850
Muro andatore DX	106.9	7.45	797	-214	6.70	-1433
Fondazione	179.6	5.25	943	-359	1.25	-449
Terreno di rinterro	239.5	7.45	1784	-479	8.65	-4143
Azioni inerziali complessive			4794			-10034

Azioni sismiche da impalcato	Fv [kN]	ex [m]	M [KNm]	FI [kN]	ev [m]	M [KNm]
Sisma long	0	2.9	0	0	11.7	0
Sisma vert	0	2.9	0	0	8.9	0

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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	95 di 129

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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	96 di 129

Ribaltamento (sismica)		M stab [KNm]	M destab [KNm]	FS=Mstab/Mdest [-]
EQU SISMA (x+0.3z)	1	183055	-82926	2.21
	2	195047	-86105	2.27
	3	194115	-86105	2.25
	4	193715	-86908	2.23
	5	193715	-86105	2.25
EQU SISMA (0.3x+z)	6	186411	-75902	2.46
	7	197602	-91794	2.15
	8	197471	-91794	2.15
	9	197071	-92597	2.13
	10	191758	-91794	2.09
EQU SISMA (x-0.3z)	11	180178	-82926	2.17
	12	191369	-98818	1.94
	13	191239	-98818	1.94
	14	190838	-99621	1.92
	15	181428	-98818	1.84
EQU SISMA (0.3x-z)	16	176822	-75902	2.33
	17	188013	-91794	2.05
	18	187883	-91794	2.05
	19	187482	-92597	2.02
	20	182169	-91794	1.98

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.

combo	N [kN]	MI [kNm]	Mt kNm]	F [kN]	Ft [kN]
SLE1	31794	18208	2828	8023	214
SLE2	33909	43711	4486	10812	326
SLE3	34247	44252	4028	10812	298
SLE4	33909	43711	3305	10812	239
SLE5	34247	44251	2946	10812	220
SLU1	42078	27224	4242	10831	321
SLU2	46362	60522	6590	14789	480
SLU3	46852	61306	5925	14789	438
SLU4	46362	60522	4877	14789	354
SLU5	46851	61305	4356	14789	326
SLV1	31796	53735	4618	12553	597
SLV2	31296	54114	4618	12553	597
SLV3	31796	46711	14879	11468	1956
SLV4	31296	47090	14879	11468	1956

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), direzione longitudinale.

Si indicano i seguenti termini:

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

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

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

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	98 di 129

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

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

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

$$q_{min} = 0$$

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

combo	e_long [m]	qmax [kPa]	qmin [kPa]
SLE1	0.57	419	212
SLE2	1.29	584	89
SLE3	1.29	591	89
SLE4	1.29	584	89
SLE5	1.29	591	89
SLU1	0.65	572	263
SLU2	1.31	803	117
SLU3	1.31	812	117
SLU4	1.31	803	117
SLU5	1.31	812	117
SLV1	1.69	620	11
SLV2	1.73	617	4
SLV3	1.47	580	51
SLV4	1.50	577	44

Lo schema di calcolo è quello di mensola (L= 2.1m).

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.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	99 di 129

combo	Med [kNm/m]	Ved [KN/m]
SLE1	776	674
SLE2	1321	961
SLE3	1336	973
SLE4	1321	961
SLE5	1336	973
SLU1	1252	963
SLU2	1818	1370
SLU3	1839	1387
SLU4	1818	1370
SLU5	1839	1387
SLV1	1390	994
SLV2	1386	989
SLV3	1309	939
SLV4	1305	934

I valori massimi risultano:

max	Med [kNm/m]	Ved [KN/m]
SLE	1336	973
SLU-SLV	1839	1387

14.2.1 *Verifica a flessione SLU – SLE*

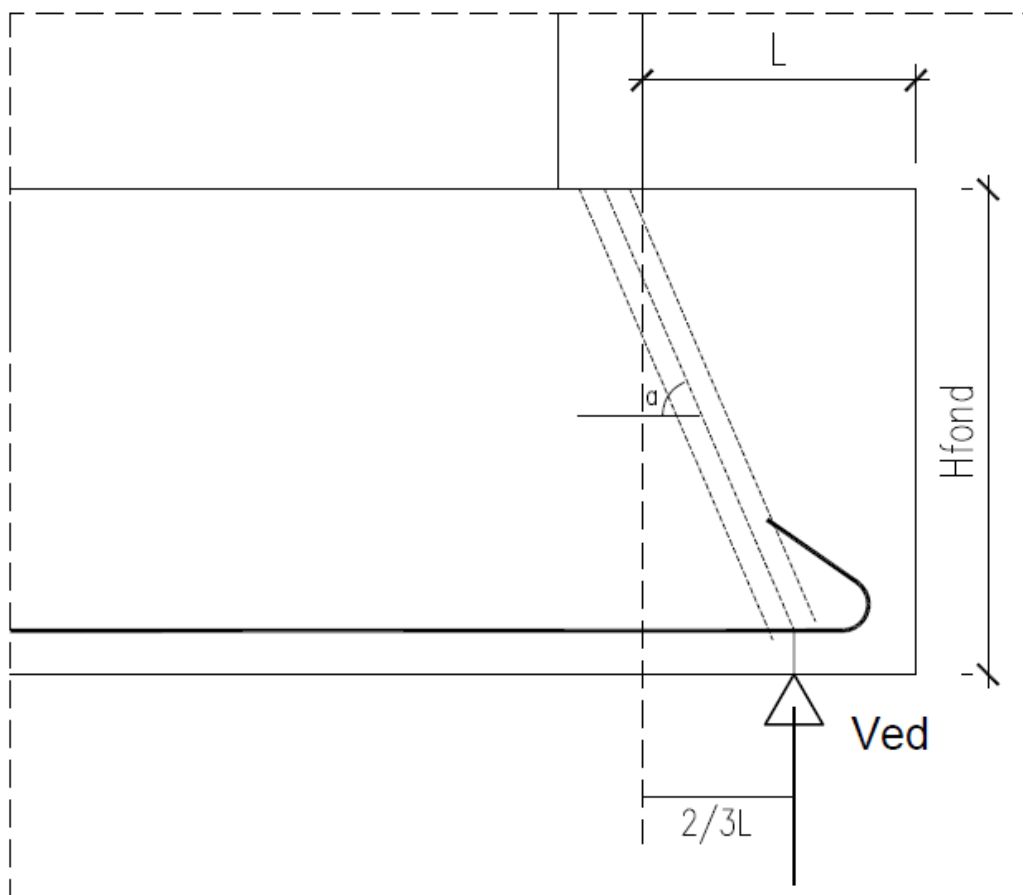
Il plinto viene armato con una maglia inferiore costituita da barre $\phi 32$ passo 15cm (longitudinale) e barre $\phi 26$ passo 20cm (trasversale); mentre la maglia superiore è costituita da barre $\phi 24$ passo 20cm in entrambe le direzioni.

Essendo la mensola molto tozza (luce / spessore < 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.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	100 di 129



$$\operatorname{tg} a = (H_{\text{fond}} - c) / (2/3L + 0.2s_{\text{muro frontale}}) = 1.3$$

$$a = 52.4^\circ \text{ (angolo di inclinazione puntone compresso)}$$

Verifica dell'armatura tesa

Il tiro sull'armatura vale :

$$T_{slu} = V_{ed,slu} / \operatorname{tga} = 1099 \text{ KN/m}$$

$$T_{sle} = V_{ed,sle} / \operatorname{tga} = 772 \text{ KN/m}$$

La tensione massima sull'armatura è (barre $\Phi 32 / 15\text{cm}$):

$$\sigma_{slu} = T_{slu} / A_{sl} = 205 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sle} = T_{sle} / A_{sl} = 144 \text{ Mpa}$$

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	101 di 129

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 :

Commenti:	INPUT		OUTPUT	
interasse barre	interasse	150 mm	diff. def. armature-cls	
diametro medio barre	Φ (barre)	32 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	4.19E-04 -
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	80 mm	distanza max fessure	
altezza efficace	hc,eff	200 -	s r, max	4.21E+02 mm
classe cls	cls C	25 MPa	ampiezza fessure:	
tensione max barra	σ_s	144 MPa	wk	0.18 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -	w_LIMITE	0.20 mm
(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 -		
				Sez. verificata

Verifica del puntone di calcestruzzo

Lo sforzo nella biella compressa vale:

$$P_{slu} = V_{ed,slu} / \sin \alpha = 1722 \text{ KN/m}$$

La resistenza della biella compressa vale

$$P_{rd} = 0.4 b d f_{cd} = 13649 \text{ KN/m} > P_{slu}$$

La verifica è soddisfatta.

14.2.2 Verifica a taglio SLU

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

Resistenza dell'armatura :

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

con

$$\cotg \theta = 1$$

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	102 di 129

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

$$\alpha_c = 1$$

$$\cotg \alpha = 1$$

$$\cotg \theta = 1$$

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

VI01 - Viadotto in acciaio

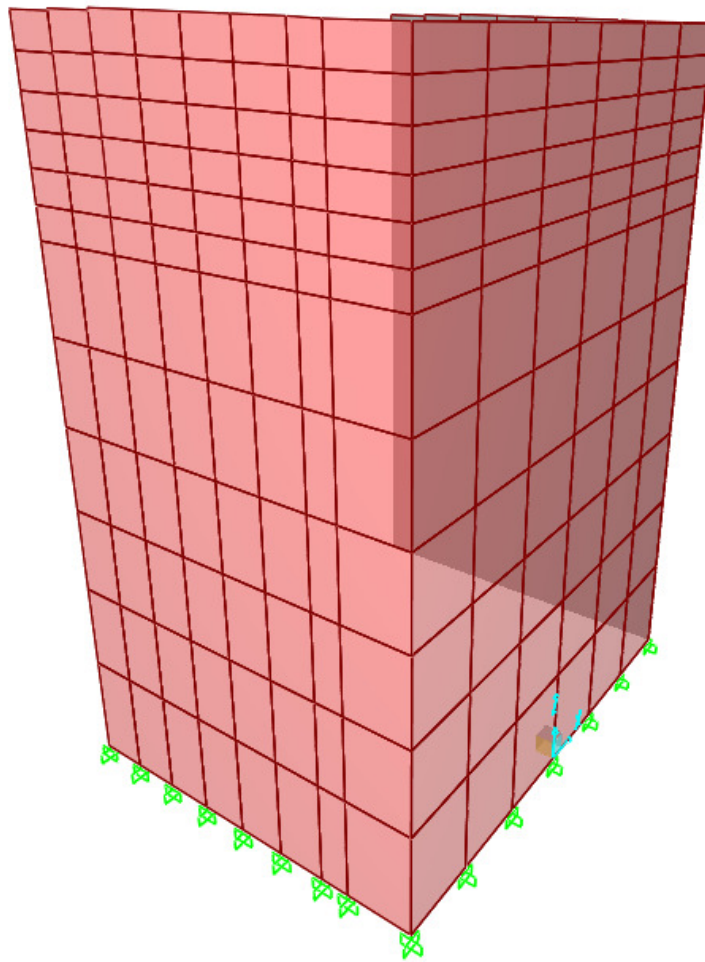
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	103 di 129

15 VERIFICA DEI MURI DI ELEVAZIONE 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.



VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	104 di 129

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 relative alle spinte del terreno che interessano le strutture di elevazione della spalla.

15.2.1 Spinta statica

	γ [kN/m ³]	K_0	H [m]	S [kN/m]
Spinta del terreno	20.0	0.384	12.3	581

15.2.2 Spinta sismica

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

	γ [kN/m ³]	a/g [-]	S	β_m	H [m]	ΔS_{ae} [kN/m]
Spinta del rinterro (+)	20.0	0.057	1.0	1.0	12.3	172

15.2.3 Spinta carichi permanenti

	q [kN/mq]	K_0	H [m]	S_p [kN/m]
spinta sovraccarico sovrastruttura	16	0.384	12.3	76

15.2.4 Spinta carichi accidentali

	q [kN/mq]	K_0	H [m]	S_a [kN/m]
Incremento spinta per carichi accidentali q1	50.0	0.384	12.3	236

VI01 - Viadotto in acciaio

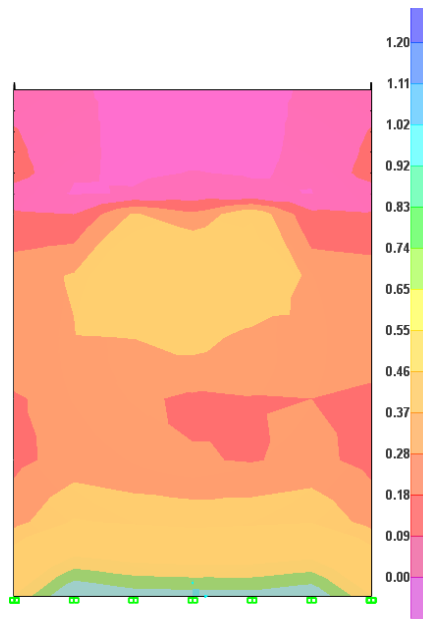
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	105 di 129

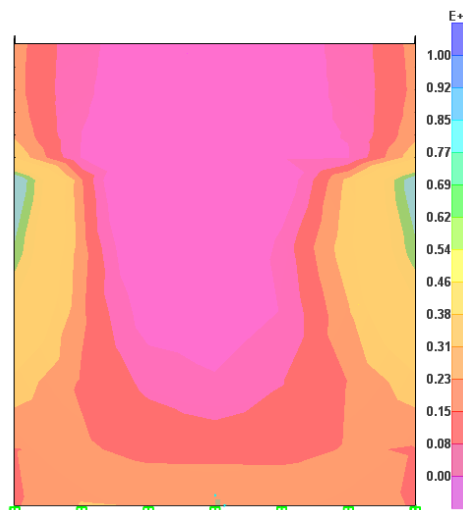
15.3 Verifica del muro frontale

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

SLU



(M22 = 1080 kN m/m)

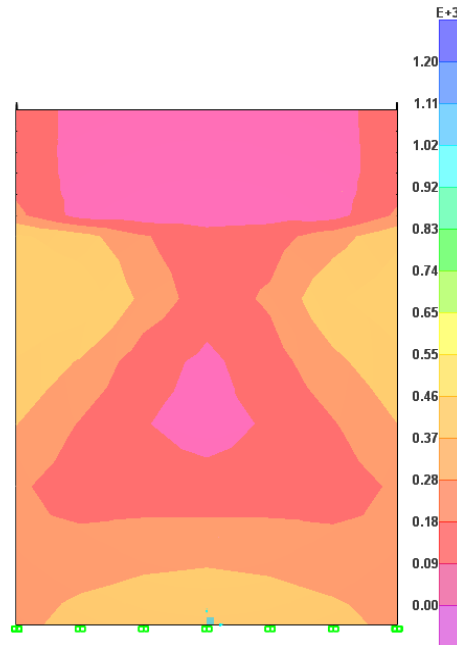


(M11=760 kN m/m)

VI01 - Viadotto in acciaio

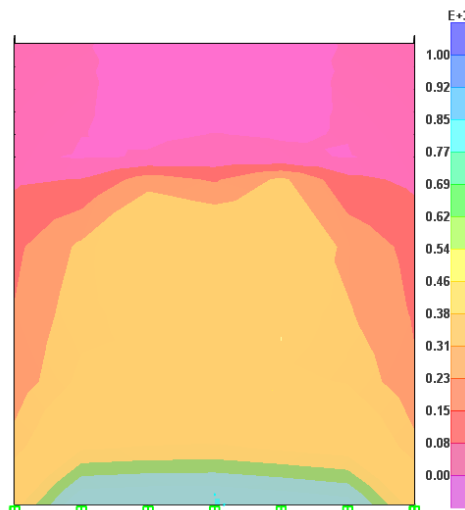
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	106 di 129



(Vmax = 430 kN)

SLE

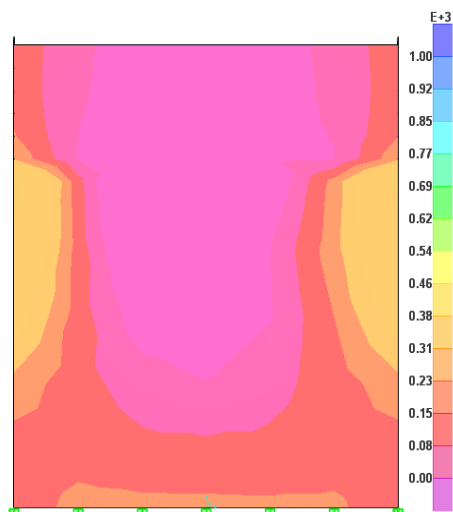


(M22=840 kN m)

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	107 di 129



(M11=570 kN m)

15.3.1 *Verifica a flessione SLU- SLV*

Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

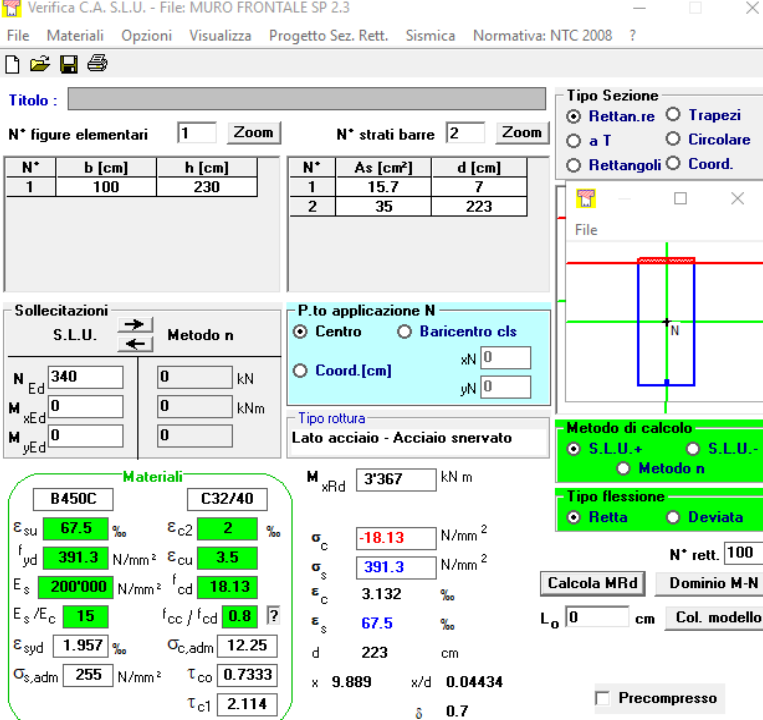
- Dimensioni BxH=(100cmx230cm)
- \varnothing 26 mm/15 cm (lato monte) + \varnothing 20mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 1080 kN m

Ned = 340 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 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	15.7	7
			2	35	223

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 340 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

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

M_{xRd} 3'367 kNm

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.132 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 223 cm
x 9.889 x/d 0.04434
 δ 0.7

Metodo di calcolo S.L.U. + Metodo n
Tipo flessione Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

$M_{rd}(Ned) = 3367 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

Armatura orizzontale

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 :

$M_{ed} = 760 \text{ kN m}$

Il momento resistente della sezione vale:

VI01 - Viadotto in acciaio
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	109 di 129

Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO FRONTALE SP 220_fi26-20

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_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} 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 Deviate

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm ²	E _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm ²	f _{cd}	18.13 ‰
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	12.25
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0.7333
		τ _{c1}	2.114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c 2.745 ‰
ε_s 67.5 ‰
d 223 cm
x 8.714 x/d 0.03907
δ 0.7

Mrd = 2649 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	110 di 129

15.3.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale :

$$V_{ed} = 430 \text{ kN/m}$$

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

Classe cls	f_{ck}	32.0	N/mm^2
coeff. parziale	γ_c	1.5	
resistenza di calcolo	f_{cd}	18	N/mm^2
larghezza membratura resistente	b_w	1000	mm
altezza membratura resistente	H	2300	mm
altezza utile	d	2070	mm
area della sezione	A_{TOT}	2070000	mm^2
diametro ferro longitudinale	ϕ_l	26	mm
area armatura	A	530.9	mm^2
strato		1	
passo		150	mm
n_f/strato		7	
area armatura totale	A_l	3540	mm^2
percentuale di armatura	ρ_l	0.0017	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	s_{cp}	0.00	N/mm^2
	k	1.31	
	v_{min}	0.30	
	V_{Rd1}	574	kN
	V_{Rd2}	615	kN
taglio resistente	V_{Rd}	615	kN

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

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	111 di 129

15.3.3 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/15 cm)

$$\sigma_s = 87 \text{ MPa}$$

note	INPUT			OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2300	mm	diff. def. armature-clc	
copriferro	copriferro	70	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	2.94E-04 -
diametro medio barre	Φ (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	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	530	mm	wk	0.121 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	101	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 liscie)	k1	0.8	-		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5	-		
	k3	3.4	-		
	k4	0.425	-		

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	112 di 129

Armatura orizzontale (\varnothing 26mm/20 cm)

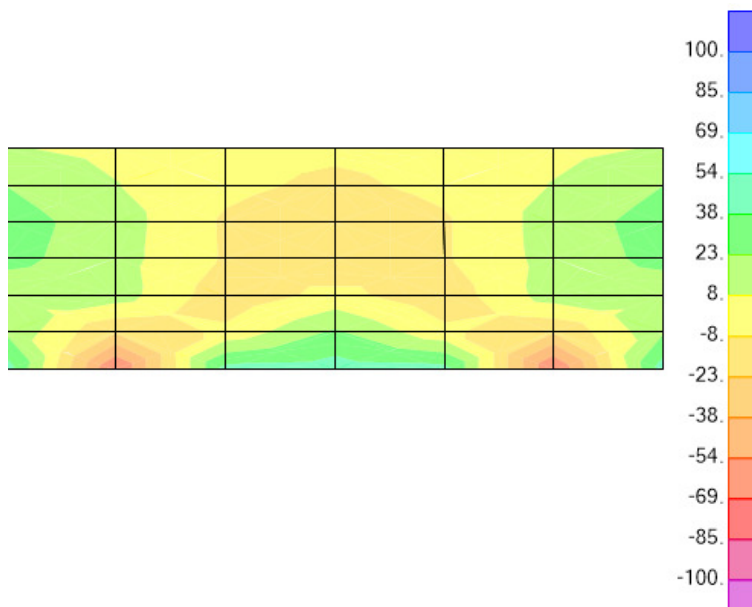
$\sigma_s = 101$ MPa

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2300 mm	diff. def. armature-cls	
	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	2.94E-04 -
diametro medio barre	Φ (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	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	366 mm	wk	0.143 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	101 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 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		

15.4 Verifica del paraghiaia

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

SLU



VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

04

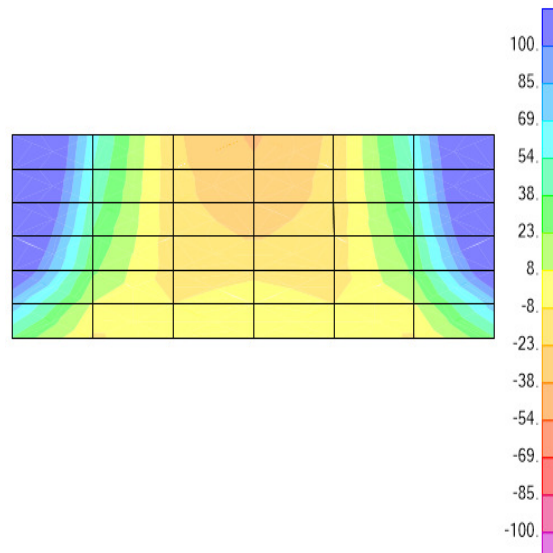
D13CL

VI0104001

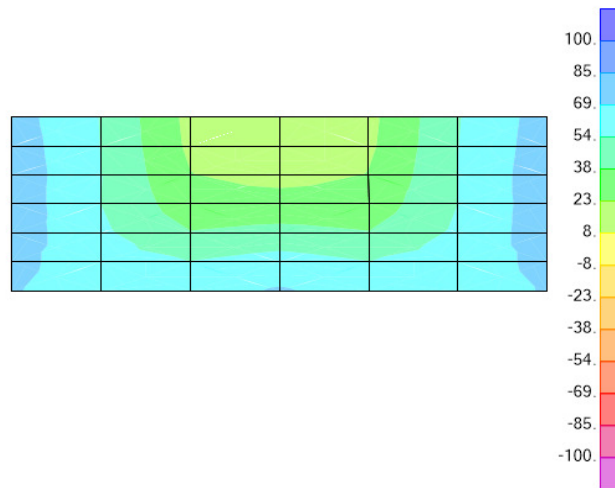
B

113 di 129

(M22 = 40 kN m/m)



(M11=130 kN m/m)



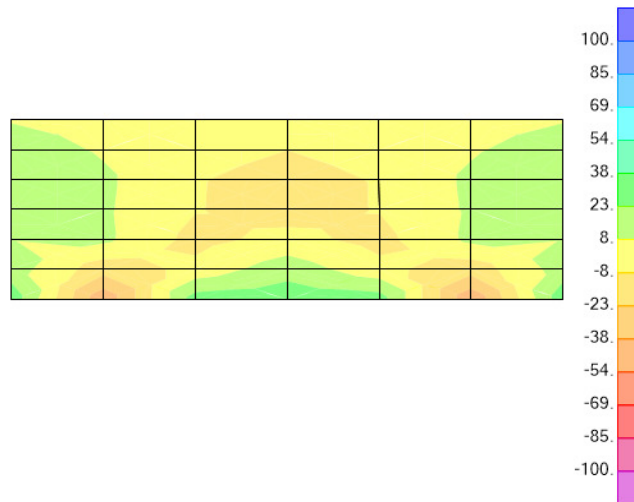
(Vmax = 70 kN/m)

VI01 - Viadotto in acciaio

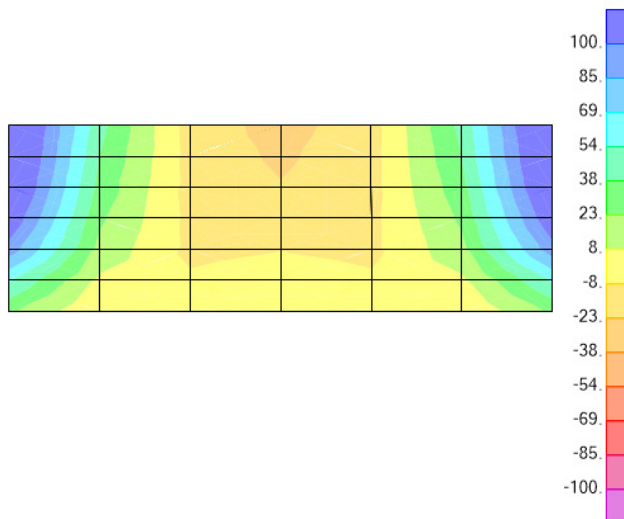
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	114 di 129

SLE



($M_{22}=30$ kN m/m)



($M_{11}=110$ kN m/m)

15.4.1 *Verifica a flessione SLU*

Armatura verticale

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	115 di 129

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

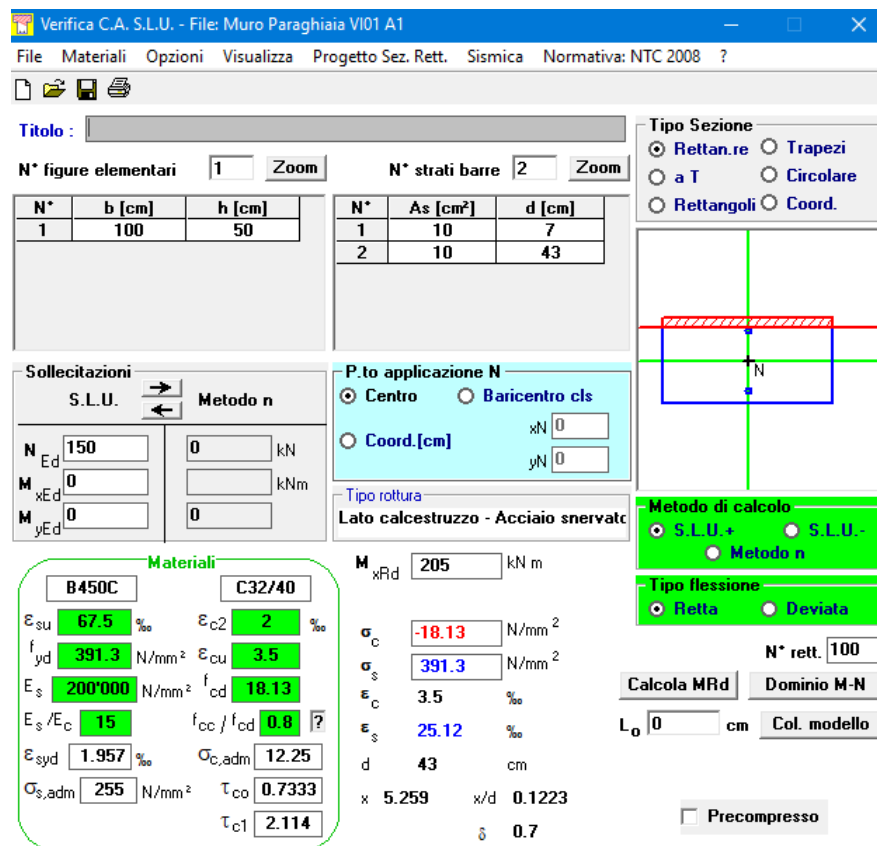
- Dimensioni BxH=(100cmx50cm)
- \varnothing 16 mm/20 cm (lato monte) e \varnothing 16 mm/20 cm (lato valle)

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 software interface for the verification of a steel section. The main window is titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Paraghiaia VI01 A1". The interface includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several panels:

- Titolo:** A text input field.
- N° figure elementari:** 1 (Zoom)
- N° strati barre:** 2 (Zoom)
- Table 1:**

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

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10	7
2	10	43
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n.

N _{Ed}	150	0	kN
M _{xEd}	0		kNm
M _{yEd}	0	0	
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm].

xN	0
yN	0
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.
- Tipo flessione:** Retta (selected), Deviata
- Calcoli:**
 - M_{xRd} = 205 kN m
 - σ_c = -18.13 N/mm²
 - σ_s = 391.3 N/mm²
 - ε_c = 3.5 ‰
 - ε_s = 25.12 ‰
 - d = 43 cm
 - x = 5.259, x/d = 0.1223
 - δ = 0.7
- Materiali:**
 - B450C: ε_{su} = 67.5 ‰, f_{yd} = 391.3 N/mm², E_s = 200'000 N/mm², E_s/E_c = 15, ε_{syd} = 1.957 ‰, σ_{s,adm} = 255 N/mm²
 - C32/40: ε_{c2} = 2 ‰, ε_{cu} = 3.5 ‰, f_{cd} = 18.13, f_{cc}/f_{cd} = 0.8, σ_{c,adm} = 12.25, τ_{co} = 0.7333, τ_{c1} = 2.114
- Other parameters:** N° rett. = 100, L₀ = 0 cm, Col. modello, Precompresso (unchecked).

Mrd (Ned) = 205 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

Armatura orizzontale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

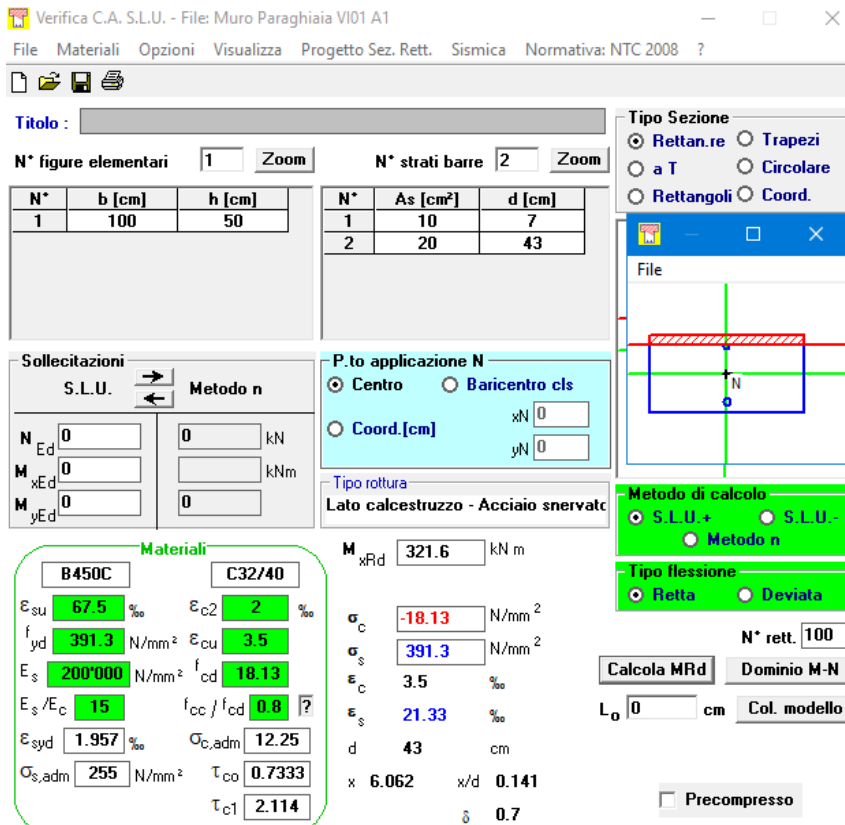
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	116 di 129

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 Paraghiaccia 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_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.33 ‰
d 43 cm
x 6.062 x/d 0.141
 δ 0.7

Mrd (Ned) = 321 kNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	117 di 129

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 ²
coeff. parziale	γ_c	1.5	
resistenza di calcolo	f_{cd}	18	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	mm ²
diámetro ferro longitudinale	ϕ_l	20	mm
area armatura	A	314.2	mm ²
	strato	1	
	passo	100	mm
	n_f/strato	10	
area armatura totale	A_l	3142	mm ²
percentuale di armatura	ρ_l	0.0070	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	s_{cp}	0.00	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.

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	118 di 129

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):

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

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 (ϕ 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	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	1.14E-04 -
diametro medio barre	Φ (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	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm	wk	0.062 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	39 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 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	119 di 129

Armatura orizzontale (\emptyset 16mm/10 cm)

$\sigma_s = 143$ MPa

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	500 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	4.17E-04 -
diametro medio barre	Φ (barre)	16 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	10 -	s r, max	3.79E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm	wk	0.158 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	143 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 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		

VI01 - Viadotto in acciaio

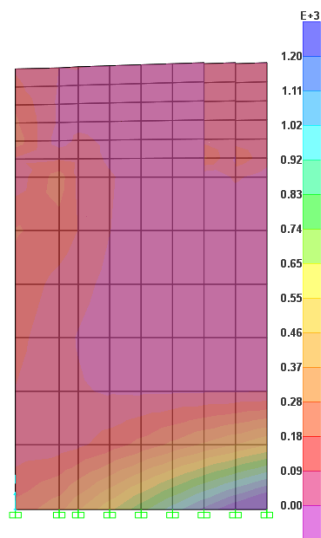
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	120 di 129

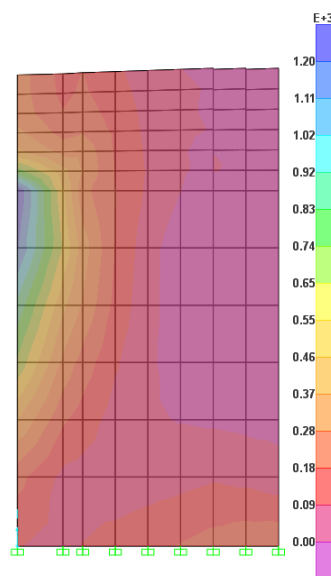
15.5 Verifica del muro andatore

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure

SLU



$$M22(z=0) = 1080 \text{ kN m/m}, M22(z=2\text{m}) = 200 \text{ kN m/m}$$



$$(M11 = 1050 \text{ kN m/m})$$

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

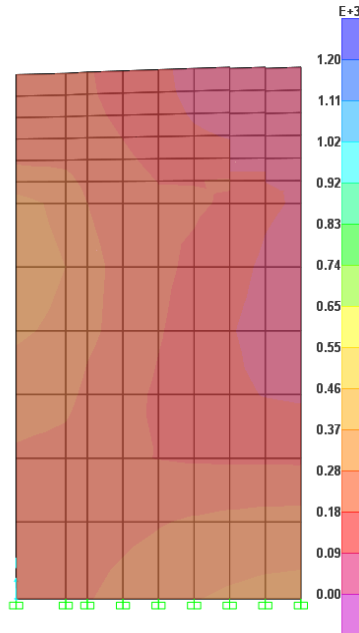
04

D13CL

VI0104001

B

121 di 129



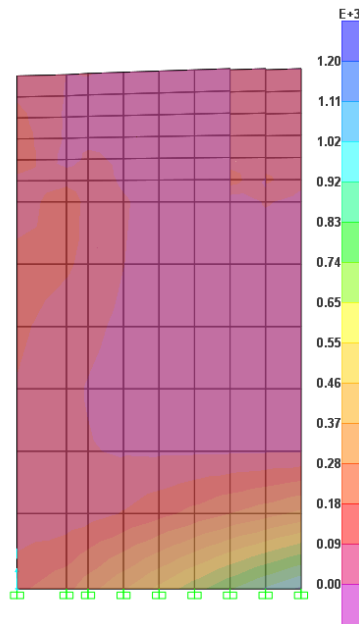
(Vmax = 380 kN/m)

VI01 - Viadotto in acciaio

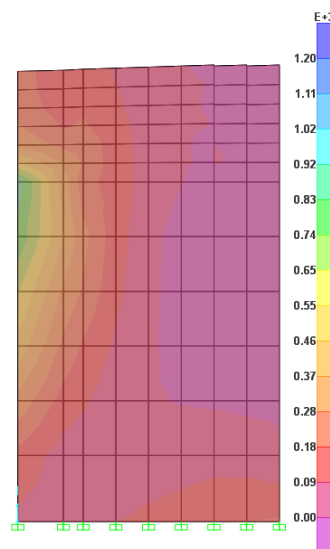
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	122 di 129

SLE



(M22 = 900 kN/m)



(M11 = 750 kN/m)

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	123 di 129

15.5.1 Verifica a flessione SLU

Armatura verticale – muro andatore inferiore (z=0)

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura:

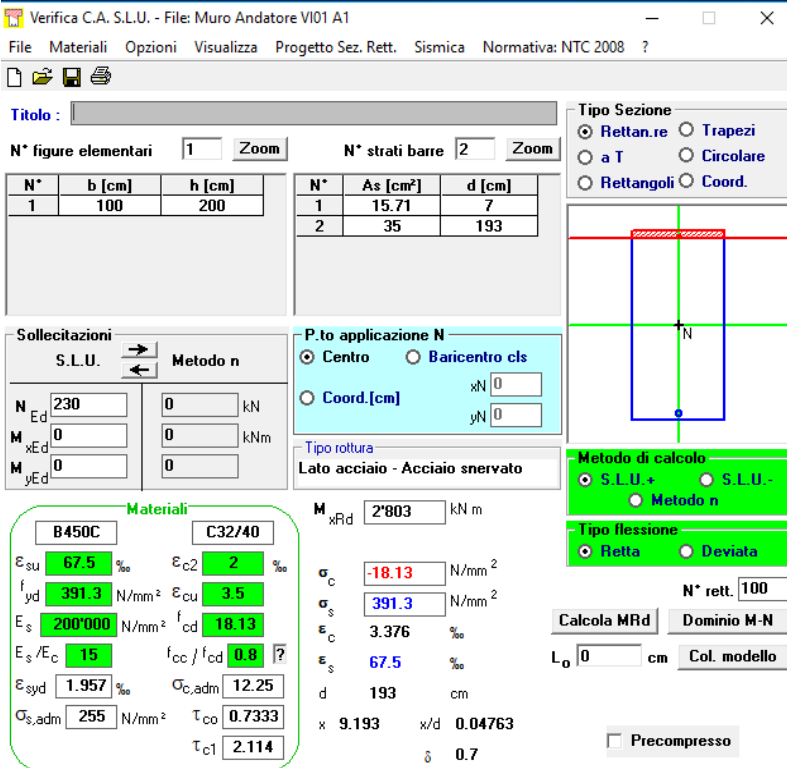
- Dimensioni BxH=(100cmx200cm) – base muro
- \varnothing 26 mm/15 cm (lato monte) \varnothing 20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti:

Med = 1080 kN m/m

Ned = 230 kN/m/m

Il momento resistente della sezione vale:



The screenshot shows the software interface for the design of a wall section. The main window is titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Andatore VI01 A1". The interface includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several panels:

- TITOLO:** A text input field.
- N° figure elementari:** Set to 1.
- N° strati barre:** Set to 2.
- Table of Section Properties:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	15.71	7
			2	35	193
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. (selected) / Metodo n
 - N_{Ed}: 230 kN
 - M_{xEd}: 0 kNm
 - M_{yEd}: 0 kNm
- P.to applicazione N:**
 - Centro (selected) / Baricentro cls
 - Coord. [cm]: xN=0, yN=0
- Tipo Sezione:**
 - Rettan.re (selected) / Trapezi
 - a T / Circolare
 - Rettangoli / Coord.
- Diagramma:** A cross-section diagram showing a rectangular section with width b=100 cm and height h=200 cm. The effective depth d=193 cm is indicated. The neutral axis depth is shown as a green line.
- Metodo di calcolo:**
 - S.L.U.+ (selected) / S.L.U.-
 - Metodo n
- Tipo flessione:**
 - Retta (selected) / Deviata
- Materiali:**
 - B450C: ϵ_{su} = 67.5‰, f_{yd} = 391.3 N/mm², E_s = 200000 N/mm², E_s/E_c = 15, ϵ_{syd} = 1.957‰, $\sigma_{s,adm}$ = 255 N/mm²
 - C32/40: ϵ_{c2} = 2‰, ϵ_{cu} = 3.5‰, f_{cd} = 18.13 N/mm², $\sigma_{c,adm}$ = 12.25 N/mm², τ_{c0} = 0.7333 N/mm², τ_{c1} = 2.114 N/mm²
- Calcoli:**
 - M_{xRd}: 2803 kNm
 - σ_c : -18.13 N/mm²
 - σ_s : 391.3 N/mm²
 - ϵ_c : 3.376‰
 - ϵ_s : 67.5‰
 - d: 193 cm
 - x: 9.193 cm, x/d: 0.04763
 - δ : 0.7
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, L₀: 0 cm, Col. modello, Precompresso (unchecked).

Mrd (Ned) = 2083 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	124 di 129

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

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

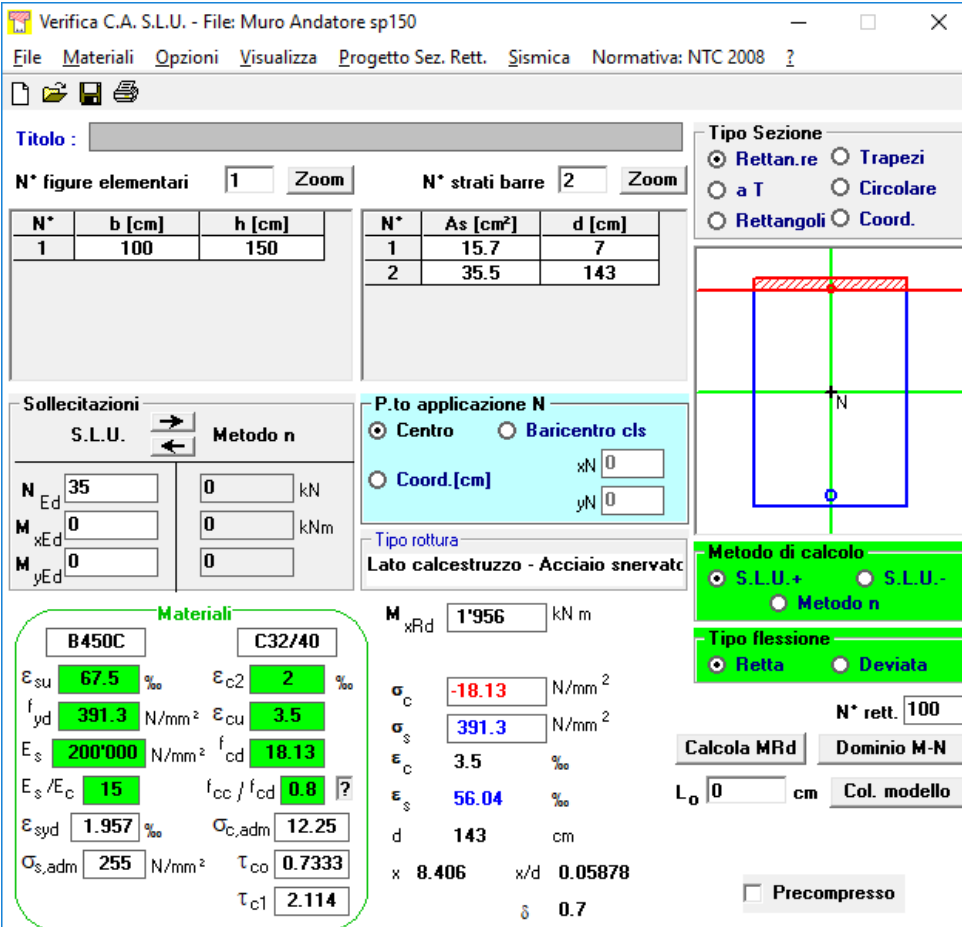
- Dimensioni BxH=(100cmx150cm)
- \varnothing 26 mm/15 cm (lato monte) \varnothing 20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti:

Med = 200 kN m/m

Ned = 35 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 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso:

Materiali: B450C C32/40

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

M_{xRd}: 1'956 kN m
σ_c: -18.13 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 56.04 ‰
d: 143 cm
x: 8.406 x/d: 0.05878
δ: 0.7

Mrd (Ned) = 1956 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	125 di 129

Armatura orizzontale

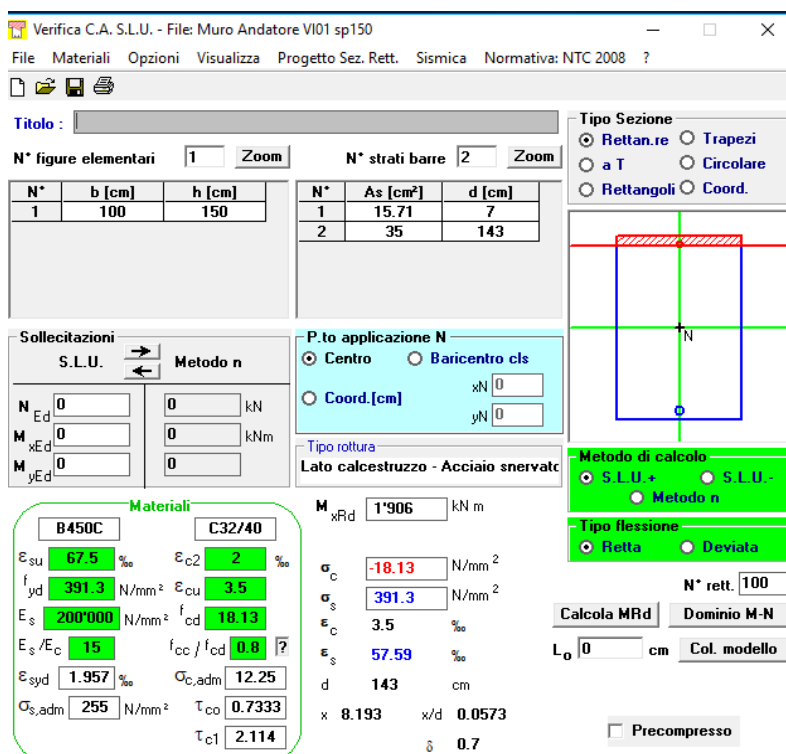
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura:

- 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 = 1050 kN m/m

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Andatore VI01 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	15.71	7
			2	35	143

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

Lato calcestruzzo - Acciaio snerato
M_{xRd} 1906 kN m
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 57.59 ‰
d 143 cm
x 8.193 x/d 0.0573
δ 0.7

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

Mrd (Ned) = 1906 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	126 di 129

15.5.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale:

$V_{ed} = 380 \text{ kN/m}$

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

Classe cls	f_{ck}	32.0	N/mm ²
coeff. parziale	γ_c	1.5	
resistenza di calcolo	f_{cd}	18	N/mm ²
larghezza membratura resistene	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene	H	2000	mm
altezza utile	d	1800	mm
area della sezione	A_{TOT}	1800000	mm ²
diametro ferro longitudinale	ϕ	26	mm
area armatura	A	530.9	mm ²
strato		1	
passo		150	mm
n_r/strato		7	
area armatura totale	A_l	3540	mm ²
percentuale di armatura	ρ_l	0.0020	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	S_{cp}	0.00	N/mm ²
	k	1.33	
	V_{min}	0.30	
	V_{Rd1}	532	kN
	V_{Rd2}	549	kN
taglio resistente	V_{Rd}	549	kN

$V_{rd} > V_{ed}$

Verifica soddisfatta

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	127 di 129

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.

Armatura verticale ($\varnothing 26 \text{ mm}/15 \text{ cm}$)

$$\sigma_s = 128 \text{ MPa}$$

note	INPUT			OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2000	mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70	mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	3.73E-04 -
diametro medio barre	Φ (barre)	26	mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	6.7	-	s r, max	4.11E+02 mm
classe cls	cls C	32	MPa	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	390	mm	wk	0.153 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	128	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 liscie)	k1	0.8	-		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5	-		
	k3	3.4	-		
	k4	0.425	-		

Armatura orizzontale ($\varnothing 26 \text{ mm}/15 \text{ cm}$)

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	128 di 129

$\sigma_s = 161 \text{ MPa}$

note	INPUT		OUTPUT
altezza sezione	h sez	1500 mm	diff. def. armature-cls
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr} = 4.69E-04$
diametro medio barre	Φ (barre)	26 mm	distanza max fessure
numero barre al m	n.barre	6.7 -	s r, max = 4.11E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	ampiezza fessure:
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	323 mm	wk = 0.193 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	161 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 liscie)	k1	0.8 -	
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -	
	k3	3.4 -	
	k4	0.425 -	

VI01 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0104001	B	129 di 129

16 INCIDENZA ARMATURE

- Elevazione: 120 Kg/m³
- Fondazione: 90 Kg/m³