

COMMITTENTE



DIREZIONE INVESTIMENTI

PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BAULADU

VIADOTTO VI01 IN C.A.P

Relazione di Calcolo Spalle e Fondazioni

SCALA:

-

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

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

File: RR0H01D13CLVI0104001B.docx

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
3	MATERIALI	10
3.1	Calcestruzzo	10
3.2	Acciaio da armatura ordinaria.....	11
3.3	Acciaio armonico stabilizzato per trefoli	11
4	CARATTERISTICHE DEI TERRENI.....	12
4.1	Terreno di fondazione	12
4.2	Terreno a tergo della spalla.....	12
5	ANALISI DEI CARICHI	13
5.1	Carichi da impalcato	13
5.1.1	Pesi strutturali impalcato (G1).....	13
5.1.2	Carichi permanenti portati impalcato (G2).....	13
5.1.3	Azioni variabili da traffico ferroviario.....	14
5.1.4	Vento impalcato.....	17
5.1.5	Resistenze parassite appoggi impalcato.....	19
5.2	Azione sismica (E).....	19
6	ANALISI GLOBALE SPALLA.....	22
6.1	Coefficienti di spinta del terreno.....	22
6.1.1	Fase statica.....	22
6.1.2	Fase sismica	22
6.2	Carichi da spalla.....	23
6.2.1	Peso proprio della struttura	24

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	3 di 78

6.2.2	Peso proprio del rinterro	24
6.2.3	Peso proprio dei sovraccarichi permanenti	24
6.2.4	Sovraccarichi accidentali	24
6.2.5	Spinta permanente a tergo della spalla	25
6.2.6	Spinta del sovraccarico permanente	25
6.2.7	Spinta del sovraccarico accidentale	25
6.2.8	Azioni sismiche	25
6.2.9	Scarichi degli appoggi	26
6.3	Azioni agenti all'intradosso della fondazione	26
6.3.1	Coefficienti di combinazione	28
6.3.2	Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso)	30
7	VERIFICHE GEOTECNICHE	31
7.1	Sollecitazioni di calcolo	31
7.2	Verifica a capacità portante	31
7.3	Verifica a scorrimento	34
8	VERIFICA A RIBALTAMENTO	35
8.1	Verifica a ribaltamento in condizioni statiche	35
8.2	Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche	39
9	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE	44
9.1	Sollecitazioni combinate intradosso fondazione	44
9.2	Verifiche strutturali del plinto	44
9.2.1	Verifica a flessione SLU – SLE	46
9.2.2	Verifica a taglio SLU	48
10	VERIFICA DEI MURI DI ELEVAZIONE	50

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	4 di 78

10.1	Modello di calcolo	50
10.2	Carichi applicati e combinazioni.....	51
10.2.1	Spinta statica	51
10.2.2	Spinta sismica	51
10.2.3	Spinta carichi permanenti	51
10.2.4	Spinta carichi accidentali	51
10.3	Verifica del muro frontale.....	52
10.3.1	Verifica a flessione SLU- SLV	55
10.3.2	Verifica a taglio SLU.....	57
10.3.3	Verifica fessurazione SLE	58
10.4	Verifica del paraghiaia	59
10.4.1	Verifica a flessione SLU.....	62
10.4.2	Verifica a taglio SLU.....	64
10.4.3	Verifica fessurazione SLE	65
10.5	Verifica del muro andatore.....	67
10.5.1	Verifica a flessione SLU.....	72
10.5.2	Verifica a taglio SLU.....	75
10.5.3	Verifica fessurazione SLE	76
11	INCIDENZA ARMATURE	78

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	5 di 78

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 una linea ferroviaria di categoria D4, con velocità di progetto di 140 Km/h.

Il viadotto è composto da 10 campate realizzate con travi poggiate in c.a.p. di luce 25m.

Le due spalle, di tipo scatolare, presentano la medesima geometria caratterizzata da una fondazione diretta con plinto di dimensioni 10.5x9.6x2.5m, mentre il muro frontale ha uno spessore di 2.3m ed altezza 8.2m, infine i muri di risvolto presentano spessori variabili pari a : 0.6m - 1.5m - 2.0m. Il paraghiaia ha uno spessore di 0.5m ed altezza pari a circa 3.

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

Le analisi e verifiche riportate in relazione sono relative alla spalla A (fissa), queste possono essere ritenute valide anche per la spalla speculare (mobile).

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0104001

B

6 di 78

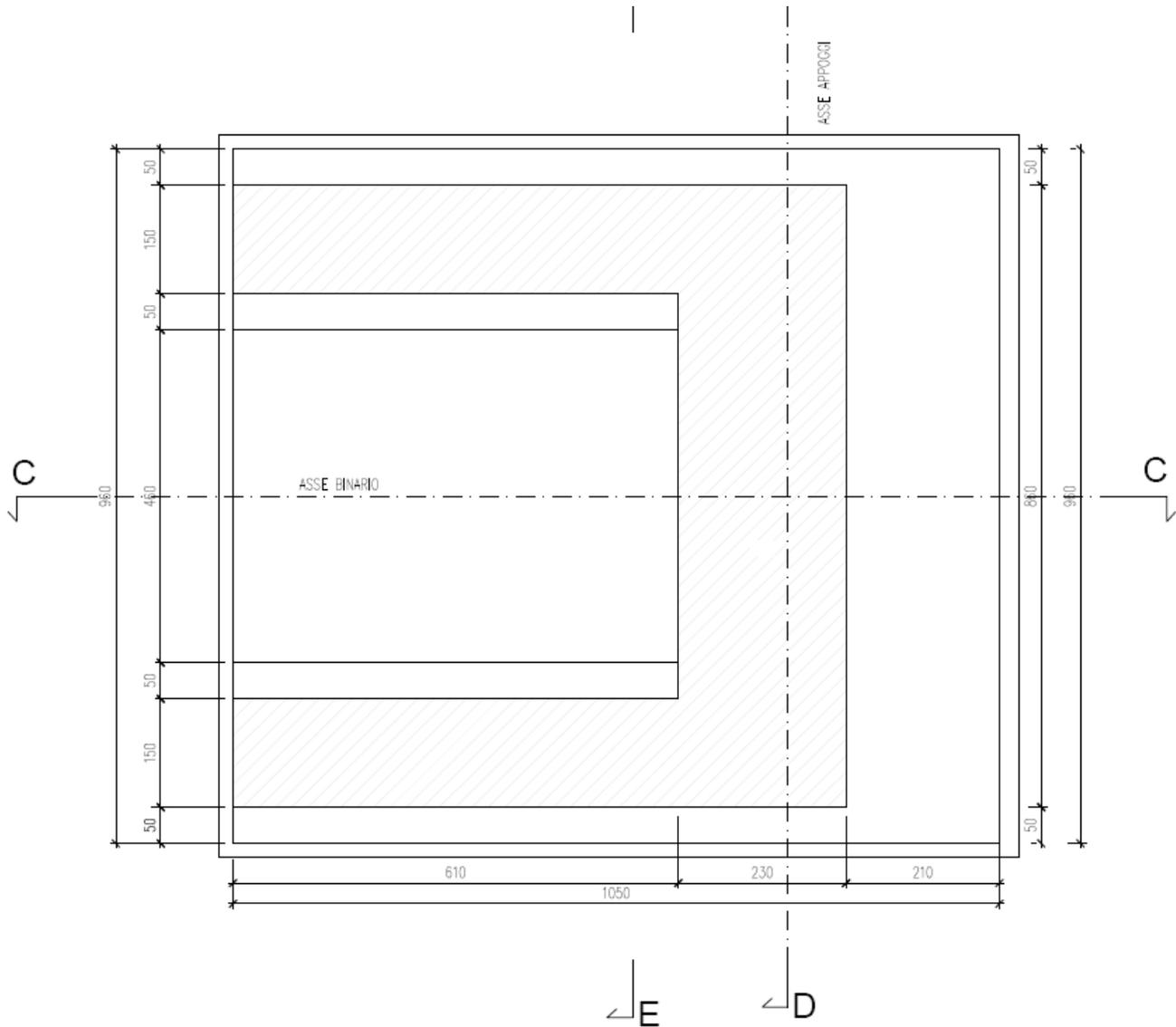


Figura 1: Pianta fondazione spalla A

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0104001

B

7 di 78

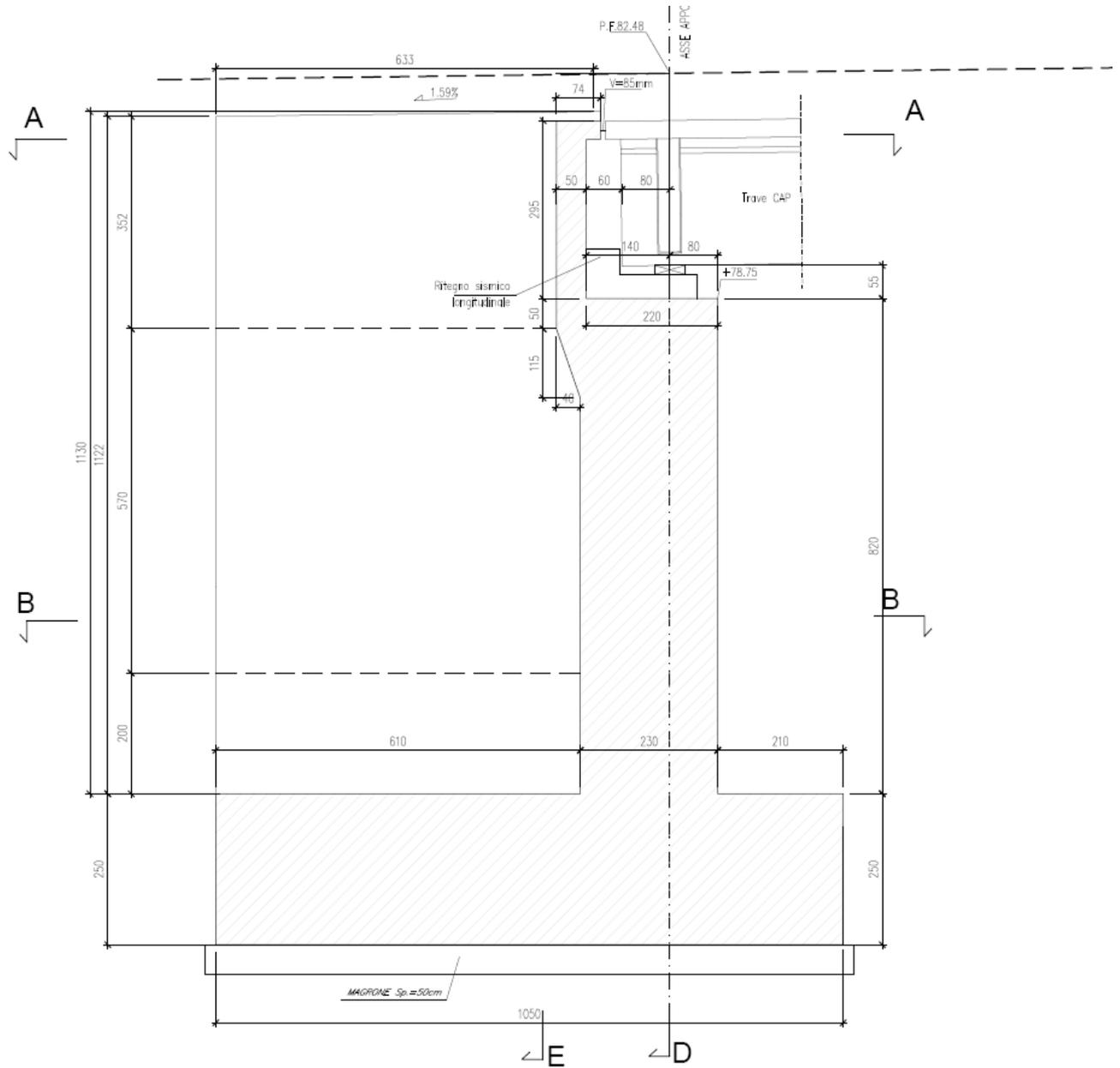


Figura 2: Sezione longitudinale

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0104001

B

8 di 78

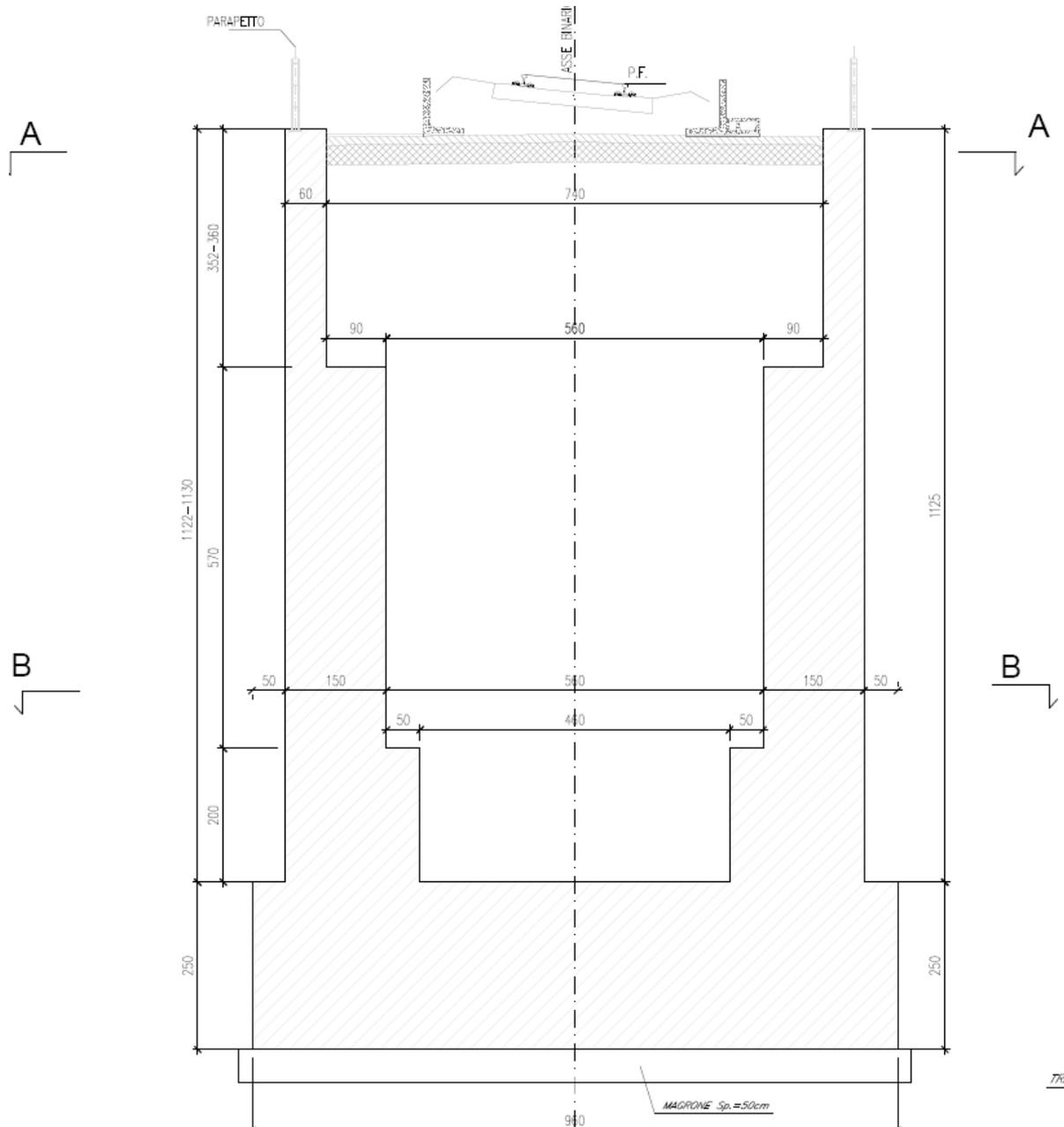


Figura 3: Sezione trasversale

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

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	12 di 78

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: Basalto alterato/Andesiti alterate (BSTalt/ANDalt)

$$\gamma = 23 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi' = 53^\circ$$

$$c' = 78 \text{ kPa}$$

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

4.2 Terreno a tergo della spalla

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

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

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

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

5 ANALISI DEI CARICHI

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

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

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

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

5.1 Carichi da impalcato

5.1.1 *Pesi strutturali impalcato (G1)*

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

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

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

120.20 KN/m

* compresi i trasversi di collegamento delle travi in cap

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

5.1.2 *Carichi permanenti portati impalcato (G2)*

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

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

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

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

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

Canalette portacavi (2.0 KN/m) $\mathbf{2.0 \text{ KN/m}}$

89.20 KN/m

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	14 di 78

5.1.3 Azioni variabili da traffico ferroviario

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

Traffico normale: Treno LM71

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

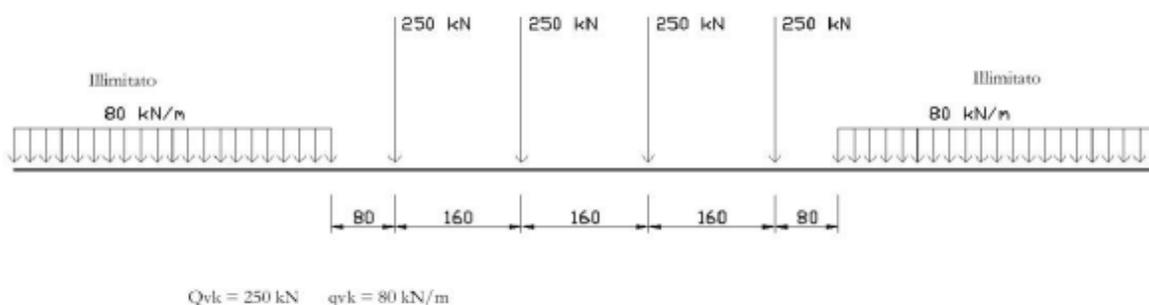


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71

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

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

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

Traffico pesante: Treno SW/2

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	15 di 78



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

Frenatura/ avviamento

I valori caratteristici considerati sono calcolati secondo :

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

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

Frenatura $Q_{1b,k} = 35 \text{ KN/m} * L$ (modelli SW/2)

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	16 di 78

I valori caratteristici devono essere moltiplicati al coefficiente α .

- LM71 ($\alpha=1.1$):

Campata [m]	Avviamento Q1a,k [KN]	Frenatura Q1b,k [KN]
25	908	550

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

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

Serpeggio

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

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

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

dove:

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

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

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito);

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

r = è il raggio di curvatura in m.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	17 di 78

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

Raggio di curvatura $r = 950$ m

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

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

Calcolo del coefficiente $V^2/127r$

- LM71: 0.16
- SW/2: 0.08

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

16% del carico verticale LM71

8% 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:

	Carico 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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	18 di 78

qb pressione cinetica di riferimento

ce coefficiente di esposizione

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

cd coefficiente dinamico (=1)

Per l'opera in studio si ha:

- Velocità di riferimento del vento:

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

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

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

- Coefficiente di esposizione :

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

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

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

$$z = 12 \text{ m (quota media impalcato dal pc)}$$

In definitiva la pressione del vento vale:

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 \cdot 2.47 \cdot 1.4 \cdot 1 = 1.70 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(trave direttamente investita)}$$

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 \cdot 2.47 \cdot 0.2 \cdot 1 = 0.24 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(travi successive)}$$

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

Nel caso in esame si ha:

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

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	19 di 78

$$F_{\text{vento}} = 1.70 \text{ KN/m} * (4+3.18)\text{m} + 0.24\text{KN/m} * 2.1\text{m} = 12.71 \text{ KN/m}$$

Ponte carico

$$F_{\text{vento}^*} = 1.70 \text{ KN/m} * 3.18 \text{ m} + 0.24\text{KN/m} * 2.8\text{m} = 6.01 \text{ KN/m}$$

Ponte scarico

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

5.1.5 *Resistenze parassite appoggi impalcato*

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

Spalle $F_a = f (V_g + V_q)$

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

dove

V_g Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti,

V_q Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamicizzati.

5.2 Azione sismica (E)

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	20 di 78

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

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

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

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

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

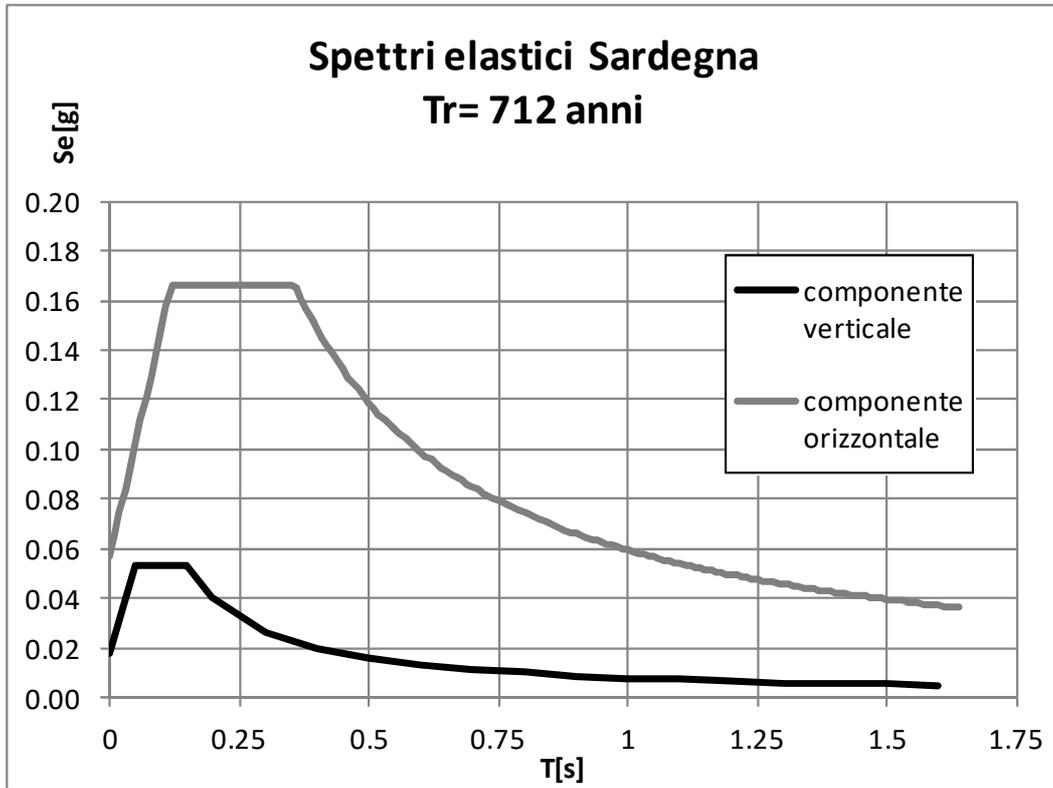
In definitiva dunque le due componenti degli spettri sismici per lo SLV sono i seguenti :

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	21 di 78



6 ANALISI GLOBALE SPALLA

6.1 Coefficienti di spinta del terreno

6.1.1 Fase statica

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

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

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

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

6.1.2 Fase sismica

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

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

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

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

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

$$k_v = 0.5 \cdot k_h$$

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

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

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

Risulta dunque:

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

$$k_v = \pm 0.028$$

VI01 - Viadotto in c.a.p

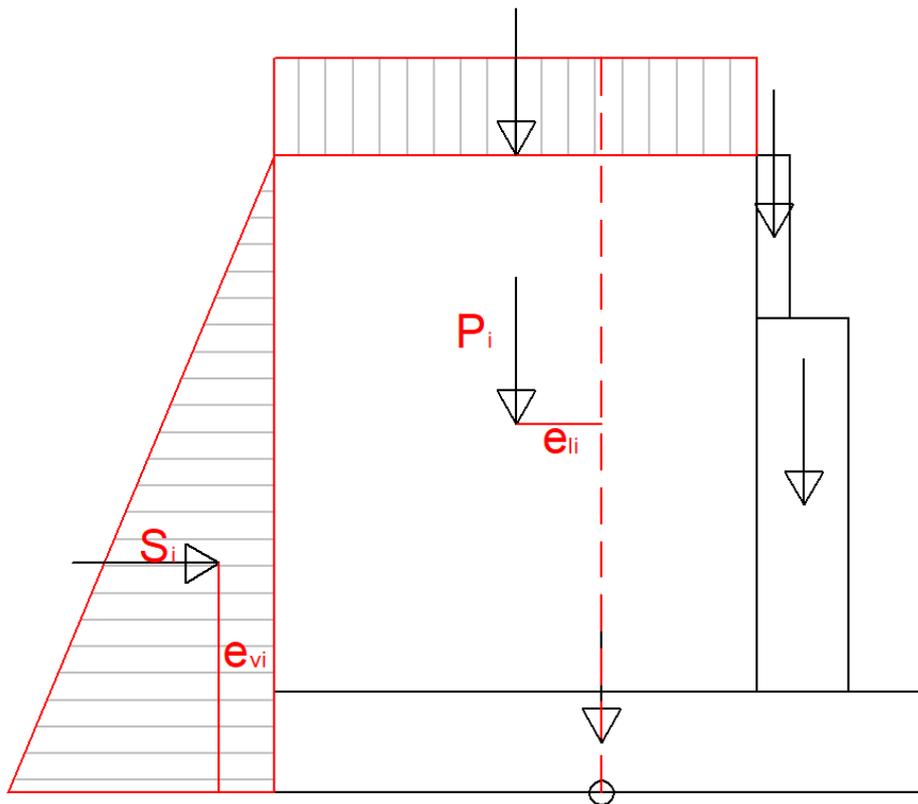
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	23 di 78

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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	24 di 78

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	2.92	12.6	314	0.70	0.00	12.20	220	0
Muro frontale	2.30	8.60	8.20	162.2	4055	2.00	0.00	6.60	8110	0
Muro andatore SX	6.10	1.50	11.30	103.4	2585	-2.20	0.00	8.10	-5687	0
Muro andatore DX	6.10	1.50	11.30	103.4	2585	-2.20	0.00	8.10	-5687	0
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	11.30	386.0	7720	-2.20	0.00	8.10	-16984	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]
sovrastuttura ferroviaria	6.10	7.40	0.80	20.00	722	-2.20	0.00	13.80	-1080

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 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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	25 di 78

6.2.5 Spinta permanente a tergo della spalla

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

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	13.80	8.60	6295	4.60	28955

6.2.6 Spinta del sovraccarico permanente

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

q [kN/mq]	K_0	H [m]	b [m]	F_2 [kN]	e_v [m]	m_l [kN m]
16.00	0.384	13.80	8.60	730	6.90	5036

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	13.80	8.60	2281	6.90	15737

6.2.8 Azioni sismiche

Incremento della spinta del terreno in fase sismica

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

a/g	S	β_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	13.80	8.6	1867	6.90	12883

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	26 di 78

Forza inerziale delle masse

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

	P [kN]	Direzione orizzontale			Direzione verticale		
		E.I. [kN]	e_v [m]	m_i [kN m]	E.I. [kN]	e_i [m]	m_i [kN m]
Muro Paraghiaia	314	18	12.20	218	9	0.70	6
Muro frontale	2655	151	5.25	795	76	1.47	111
Muro andatore SX	1782	102	6.70	681	51	-2.00	-102
Muro andatore DX	1782	102	6.70	681	51	-2.00	-102
Fondazione	4200	239	1.00	239	120	0.00	0
Terreno di rinterro	7720	440	8.10	2686	220	-2.20	-381

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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	27 di 78

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	
Peso proprio	15839	-3044	0	0	0	STATICA
Peso rinterro	7720	-16984	0	0	0	
sovrastuttura ferroviaria	722	-1080	0	0	0	
peso accidentali traffico	839	-1845	0	0	0	
Spinta terreno (K0)	0	28955	0	6295	0	
Spinta sovraccarico sovrastuttura (K0)	0	5036	0	730	0	
Spinta acc. Traffico (K0)	0	15737	0	2281	0	
Incremento spinta sismica terreno	0	12883	0	1867	0	SISMICA
Effetti inerziali struttura long.	0	5299	0	1052	0	
Effetti inerziali struttura trasv.	0	0	5299	0	1052	
Effetti inerziali verticali (+)	526	-466	0	0	0	
G1	1505	3612	0	0	0	AZIONI DA IMPALCATO
G2	1114	2675	-1	0	0	
LM 71 gruppo 1	1838	9451	1921	454	242	
SW/2 gruppo 1	2017	9420	2073	413	243	
LM 71 gruppo 3	1838	14490	913	908	123	
SW/2 gruppo 3	2017	13998	1032	825	121	
Resistenza parassita vincoli	0	3155	0	284	0	
Vento	0	0	1714	0	184	
Sisma long	0	3315	0	299	0	
Sisma trasv	0	0	1657	0	149	
Sisma vert	47	113	0	0	0	

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	28 di 78

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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	29 di 78

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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	30 di 78

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

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE1	27739	17324	1713	7024	184
SLE2	29577	45666	2948	10043	352
SLE3	29756	45635	3100	10002	353
SLE4	29577	50706	1940	10497	233
SLE5	29756	50214	2059	10414	231
SLU1	36591	26118	2570	9483	276
SLU2	40472	63749	4326	13789	517
SLU3	40732	63704	4547	13729	518
SLU4	40472	71057	2865	14448	344
SLU5	40732	70344	3037	14327	341
SLV1	27607	49392	2269	11164	385
SLV2	27264	49603	2269	11164	385
SLV3	27607	42354	7340	10128	1250
SLV4	27264	42566	7340	10128	1250

7 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1 Sollecitazioni di calcolo

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

	N [kN]	Ml [kNm]	Mt [kNm]	Fl [kN]	Ft [kN]	B' [m]	L' [m]
SLU1	36591	23155	1962	9483	276	9.23	9.49
SLU2	40472	44744	3190	12473	517	9.23	9.49
SLU3	40732	45683	3407	12532	518	9.23	9.49
SLU4	40472	38892	2108	11816	344	9.23	9.49
SLU5	40732	40366	2287	11935	341	9.23	9.49
SLV1	27600	40738	-1263	10652	-269	9.23	9.49
SLV2	27271	40995	-1263	10652	-269	9.23	9.49
SLV3	27600	36905	-4358	9902	-929	9.23	9.49
SLV4	27271	37162	-4358	9902	-929	9.23	9.49

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

	Capacità portante	Scorrimento
γ_r	2.3	1.1

Parametri geotecnici (M1)	
c (MPa)	0
ϕ (°)	53

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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	32 di 78

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

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]	Nq [kPa]	s q	i q	d q	b q	g q	γ [kN/m3]	N γ [kPa]	s γ	i γ	d γ	b γ	g γ
SLU1	57.50	577	1.86	0.64	1.03	1.00	1.00	23.00	1535	1.86	0.47	1.00	1.00	1.00
SLU2	57.50	577	1.86	0.53	1.03	1.00	1.00	23.00	1535	1.86	0.35	1.00	1.00	1.00
SLU3	57.50	577	1.86	0.54	1.03	1.00	1.00	23.00	1535	1.86	0.36	1.00	1.00	1.00
SLU4	57.50	577	1.86	0.51	1.03	1.00	1.00	23.00	1535	1.86	0.33	1.00	1.00	1.00
SLU5	57.50	577	1.86	0.52	1.03	1.00	1.00	23.00	1535	1.86	0.34	1.00	1.00	1.00
SLV1	57.50	577	1.86	0.46	1.03	1.00	1.00	23.00	1535	1.86	0.27	1.00	1.00	1.00
SLV2	57.50	577	1.86	0.45	1.03	1.00	1.00	23.00	1535	1.86	0.27	1.00	1.00	1.00
SLV3	57.50	577	1.86	0.50	1.03	1.00	1.00	23.00	1535	1.86	0.31	1.00	1.00	1.00
SLV4	57.50	577	1.86	0.49	1.03	1.00	1.00	23.00	1535	1.86	0.31	1.00	1.00	1.00

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	33 di 78

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 -7m dal Piano di fondazione.

La tabella riassume i risultati delle verifiche:

	Capacità portante		
	qrd [kPa]	qed [kPa]	FS=qrd/qed [-]
SLU1	63291	426	>100
SLU2	48823	472	>100
SLU3	49422	475	>100
SLU4	46225	472	98
SLU5	47059	475	99
SLV1	37712	322	>100
SLV2	37011	318	>100
SLV3	42736	322	>100
SLV4	42046	318	>100

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	34 di 78

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;

	Scorrimento		
	Srd [kN]	Sed [kN]	FS=Srd/Sed [-]
SLU1	44143	9487	4.65
SLU2	48826	13799	3.54
SLU3	49139	13739	3.58
SLU4	48826	14452	3.38
SLU5	49139	14331	3.43
SLV1	33306	11171	2.98
SLV2	32891	11171	2.94
SLV3	33306	10205	3.26
SLV4	32891	10205	3.22

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	35 di 78

8 VERIFICA A RIBALTAMENTO

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

Parametri geotecnici ridotti (M2)	
c (MPa)	0
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)	7697	4.60	-35408
Incremento spinta per sovraccarico sovrastruttura	892	6.90	-6158
Incremento spinta per carichi accidentali	2789	6.90	-19243

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	36 di 78

Azioni peso proprio spalla e rinterro			
Elemento	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
Muro Paraghiaia	314	4.45	1397
Muro frontale	4055	3.25	13178
Muro andatore SX	2585	7.45	19257
Muro andatore DX	2585	7.45	19257
Fondazione	6300	5.25	33075
Terreno di rinterro	7720	7.45	57515
sovrastuttura ferroviaria	722	7.45	5381
Accidentali	839	7.45	6249

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

Azione da impalcato: forze longitudinali			
Azione	FI [kN]	ez [m]	M [kNm]
G1	0	11.10	0
G2	0	11.10	0
LM 71 gruppo 1	-454	11.10	-5039
SW/2 gruppo 1	-413	11.10	-4579
LM 71 gruppo 3	-908	11.10	-10079
SW/2 gruppo 3	-825	11.10	-9158
Resistenza parassita vincoli	-284	11.10	-3155

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	37 di 78

Le azioni elementari sono state combinate secondo i seguenti coefficienti:

AZIONI DA SPALLA

		Spinta del terreno	Incremento spinta per sovraccarico sovrastruttura	Incremento spinta per carichi accidentali	Muro Paraghiaia	Muro frontale	Muro andatore SX	Muro andatore DX	Fondazione	Terreno di rinterro	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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	38 di 78

I risultati delle verifiche sono riassunti nella tabella seguente.

Ribaltamento (Statica)	M stab [KNm]	M destab [KNm]	FS = M_{stab}/M_{destab} [-]
EQU0	140991	-45722	3.08
EQU1	158359	-85301	1.86
EQU2	152302	-84610	1.80
EQU3	146801	-92860	1.58
EQU4	145952	-91478	1.60

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	39 di 78

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	-1867	6.90	-12883

AZIONI INERZIALI	Fv [kN]	ex [m]	M [kNm]	FI [kN]	ev [m]	M [kNm]
Muro paraghiaia	8.9	4.45	40	-18	12.20	-218
Muro frontale	115.6	3.25	376	-231	5.25	-1213
Muro andatore SX	73.7	7.45	549	-147	6.70	-987
Muro andatore DX	73.7	7.45	549	-147	6.70	-987
Fondazione	179.6	5.25	943	-359	1.00	-359
Terreno di rinterro	220.0	7.45	1639	-440	8.10	-3564
Azioni inerziali complessive			4095			-7330

Azioni sismiche da impalcato	Fv [kN]	ex [m]	M [kNm]	FI [kN]	ev [m]	M [kNm]
Sisma long	0	2.9	0	-299	11.1	-3315
Sisma vert	47	2.9	137	0	8.9	0

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	41 di 78

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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	42 di 78

La tabella seguente riassume gli esiti delle verifiche:

Ribaltamento (sismica)		M stab [KNm]	M destab [KNm]	FS = M_{stab}/M_{destab} [-]
EQU SISMA (x+0.3z)	1	157885	-68138	2.32
	2	168302	-82349	2.04
	3	167542	-82165	2.04
	4	167219	-80964	2.07
	5	167219	-80996	2.06
EQU SISMA (0.3x+z)	6	160752	-63008	2.55
	7	170522	-87524	1.95
	8	170409	-87340	1.95
	9	170086	-86140	1.97
	10	165722	-86172	1.92
EQU SISMA (x-0.3z)	11	155428	-68138	2.28
	12	165199	-92655	1.78
	13	165085	-92471	1.79
	14	164762	-91270	1.81
	15	156678	-81021	1.93
EQU SISMA (0.3x-z)	16	152562	-63008	2.42
	17	162332	-87524	1.85
	18	162219	-87340	1.86
	19	161896	-86140	1.88
	20	157532	-86172	1.83

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	43 di 78

9 VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE

9.1 Sollecitazioni combinate intradosso fondazione

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

combo	N [kN]	MI [kNm]	Mt kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE1	27739	5994	1308	5061	184
SLE2	23450	18547	2173	6809	352
SLE3	23629	19194	2323	6849	353
SLE4	23450	14511	1427	6355	233
SLE5	23629	15527	1550	6437	231
SLU1	28537	9890	1962	6832	276
SLU2	32159	25641	3190	9296	517
SLU3	32419	26580	3407	9354	518
SLU4	32159	19790	2108	8638	344
SLU5	32419	21263	2287	8757	341
SLV1	21610	24832	-1250	8028	-257
SLV2	21292	25094	-1250	8028	-257
SLV3	21610	21028	-4317	7306	-889
SLV4	21292	21290	-4317	7306	-889

9.2 Verifiche strutturali del plinto

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

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

Si indicano i seguenti termini:

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

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

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0104001

B

45 di 78

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

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

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

$$q_{min} = 0$$

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

combo	e_long [m]	qmax [kPa]	qmin [kPa]
SLE1	0.62	373	177
SLE2	0.79	426	161
SLE3	0.81	432	158
SLE4	0.62	397	190
SLE5	0.66	406	184
SLU1	0.35	435	291
SLU2	0.80	584	219
SLU3	0.82	593	215
SLU4	0.62	543	260
SLU5	0.66	556	253
SLV1	1.15	454	94
SLV2	1.18	453	88
SLV3	0.97	426	122
SLV4	1.00	425	116

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.

combo	Med [kNm/m]	Ved [KN/m]
SLE1	714	612
SLE2	978	708
SLE3	993	719
SLE4	906	659
SLE5	928	675
SLU1	980	752
SLU2	1342	1019
SLU3	1364	1035
SLU4	1238	949
SLU5	1269	972
SLV1	1053	746
SLV2	1052	743
SLV3	984	700
SLV4	983	696

Nella figura sopra riportata si mostra come sono state determinate i carichi agenti sullo sbalzo della fondazione, schematizzato come mensola, dove:

I valori massimi risultano:

max	M ed [kNm/m]	V ed [KN/m]
SLE	993	752
SLU-SLV	1364	1035

9.2.1 Verifica a flessione SLU – SLE

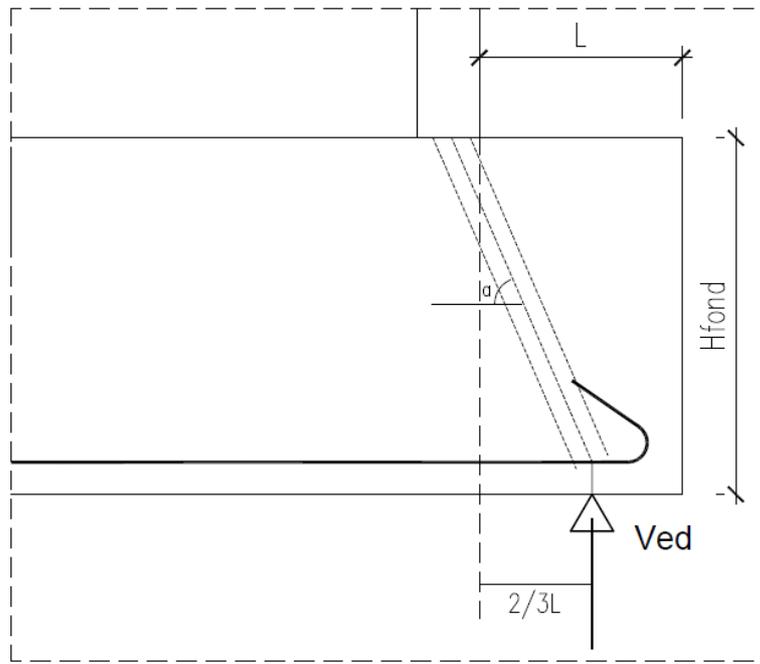
Il plinto viene armato con una maglia inferiore costituita da barre $\phi 32$ passo 15cm (longitudinale) e barre $\phi 26$ passo 20cm (trasversale); mentre la maglia superiore è costituita da barre $\phi 24$ passo 20cm in entrambe le direzioni.

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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	47 di 78



$$\operatorname{tg} a = (H_{\text{fond}} - c) / (2/3L + 0.2s_{\text{muro frontale}}) = 1.30$$

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

Verifica dell'armatura tesa

Il tiro sull'armatura vale :

$$T_{slu} = V_{ed,slu} / \operatorname{tga} = 796 \text{ KN/m}$$

$$T_{sle} = V_{ed,sle} / \operatorname{tga} = 578 \text{ KN/m}$$

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

$$\sigma_{slu} = T_{slu} / A_{sl} = 148 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sle} = T_{sle} / A_{sl} = 108 \text{ Mpa}$$

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:

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	48 di 78

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	150 mm
diámetro 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	σs	108 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
(fisso)	k3	3.4 -
(fisso)	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
ε sm -ε cr	3.15E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	4.21E+02 mm
ampiezza fessure:	
wk	0.13 mm
w LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

Verifica del puntone di calcestruzzo

Lo sforzo nella biella compressa vale:

$$P_{slu} = V_{ed,slu} / \sin \alpha = 1306 \text{ KN/m}$$

La resistenza della biella compressa vale

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

La verifica è soddisfatta.

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

$$\cotg \theta = 1$$

Resistenza della biella compressa:

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	49 di 78

con

$\alpha = 1$

$\cotg \alpha = 1$

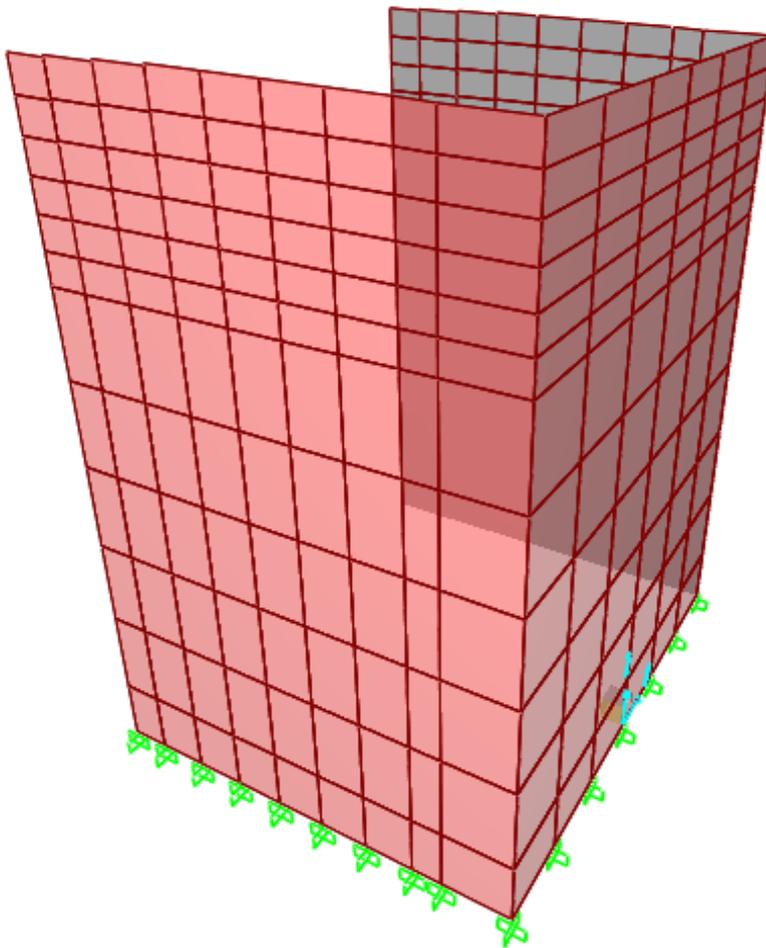
$\cotg \theta = 1$

$VRd = \min (VRds; VRdc) = 1358 \text{ KN/m} > VEd$

10 VERIFICA DEI MURI DI ELEVAZIONE

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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	51 di 78

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	11.3	490

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	11.3	146

10.2.3 Spinta carichi permanenti

	q [kN/mq]	K_0	H [m]	S_p [kN/m]
spinta sovraccarico sovrastruttura	20.00	0.384	11.3	87

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	9.5	217

VI01 - Viadotto in c.a.p

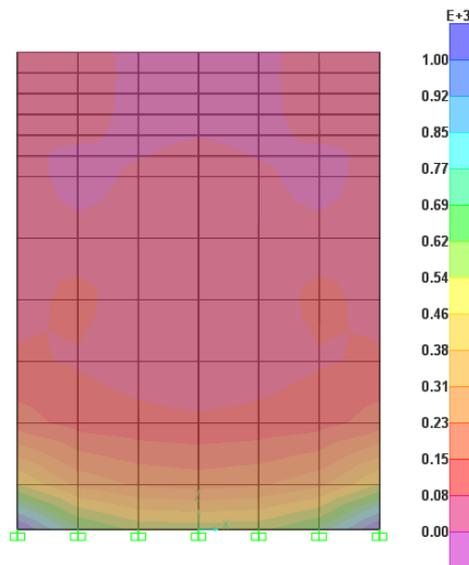
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	52 di 78

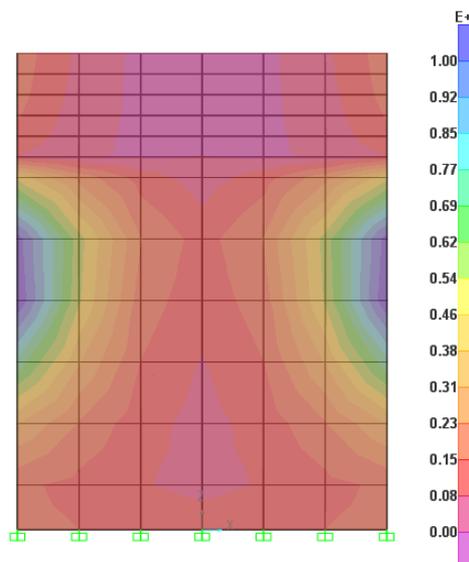
10.3 Verifica del muro frontale

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

SLU



(M22 = 850kN m/m)

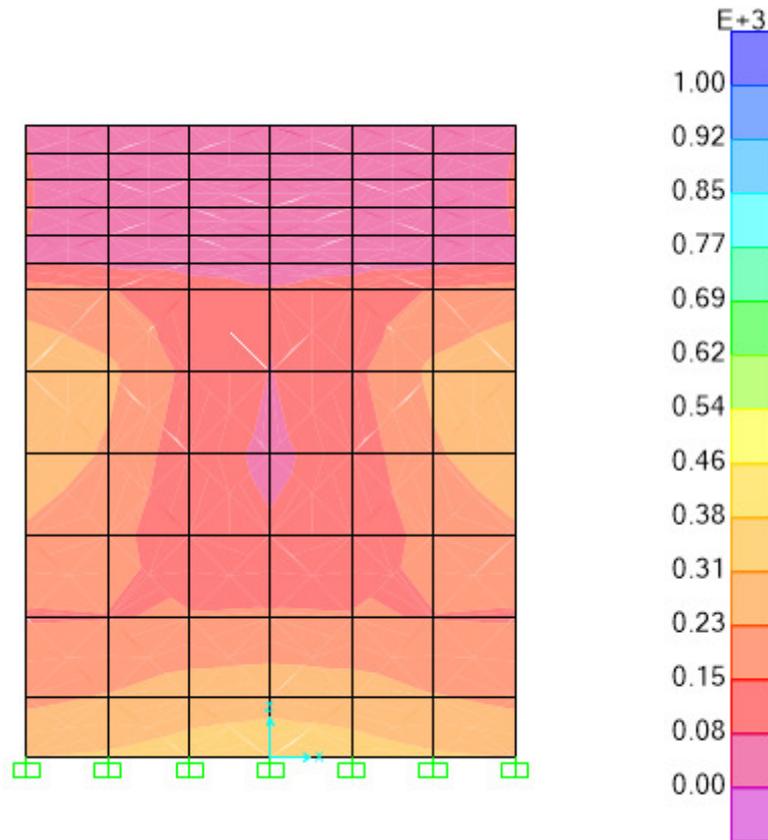


(M11=1000 kN m/m)

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	53 di 78



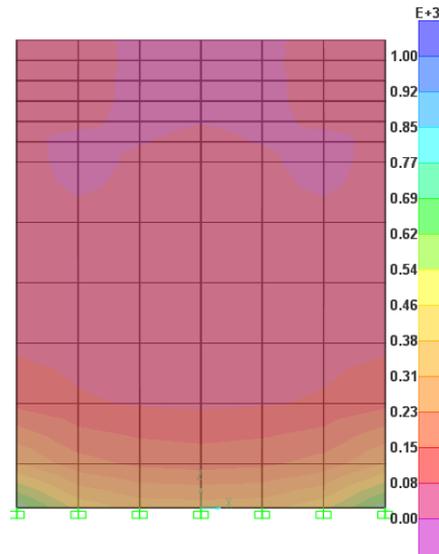
(Vmax = 330 kN)

VI01 - Viadotto in c.a.p

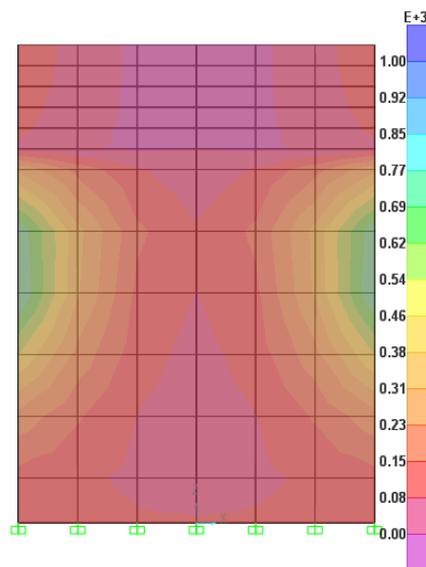
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	54 di 78

SLE



(M22=660 kN m)



(M11=720 kN m)

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	55 di 78

10.3.1 Verifica a flessione SLU- SLV

Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

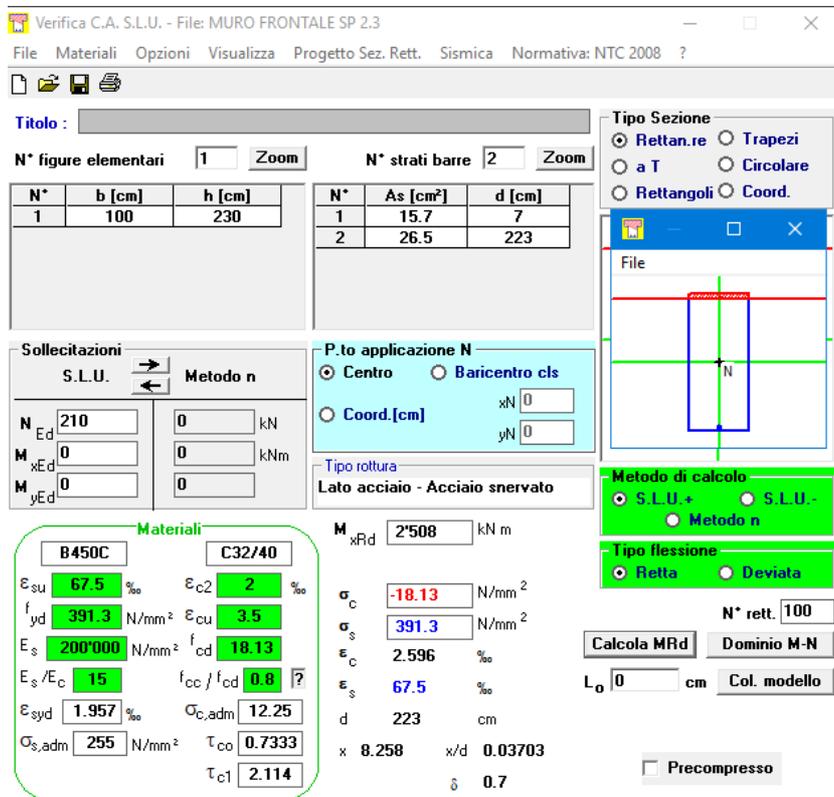
- Dimensioni BxH=(100cmx230cm)
- \varnothing 26 mm/20 cm (lato monte) + \varnothing 20mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 850 kN m

Ned = 210 kN

Il momento resistente della sezione vale:



The screenshot shows the software interface for 'Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO FRONTALE SP 2.3'. The main window displays various input and output parameters for a reinforced concrete section.

Titolo: [Empty field]

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}: 210 kN **M_{Ed}:** 0 kNm

Materiali: B450C, C32/40

Material Properties:
 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 N/mm², E_s/E_c 15, f_{cc}/f_{cd} 0.8, ϵ_{syd} 1.957 ‰, $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm², τ_{co} 0.7333, τ_{c1} 2.114 N/mm²

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

Calcoli: M_{xRd} 2508 kNm, σ_c -18.13 N/mm², σ_s 391.3 N/mm², ϵ_c 2.596 ‰, ϵ_s 67.5 ‰, d 223 cm, x 8.258, w/d 0.03703, δ 0.7

Other parameters: N° rett. 100, L₀ 0 cm, Col. modello, Precompresso [unchecked]

$M_{rd}(N_{ed}) = 2508 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	56 di 78

Armatura orizzontale

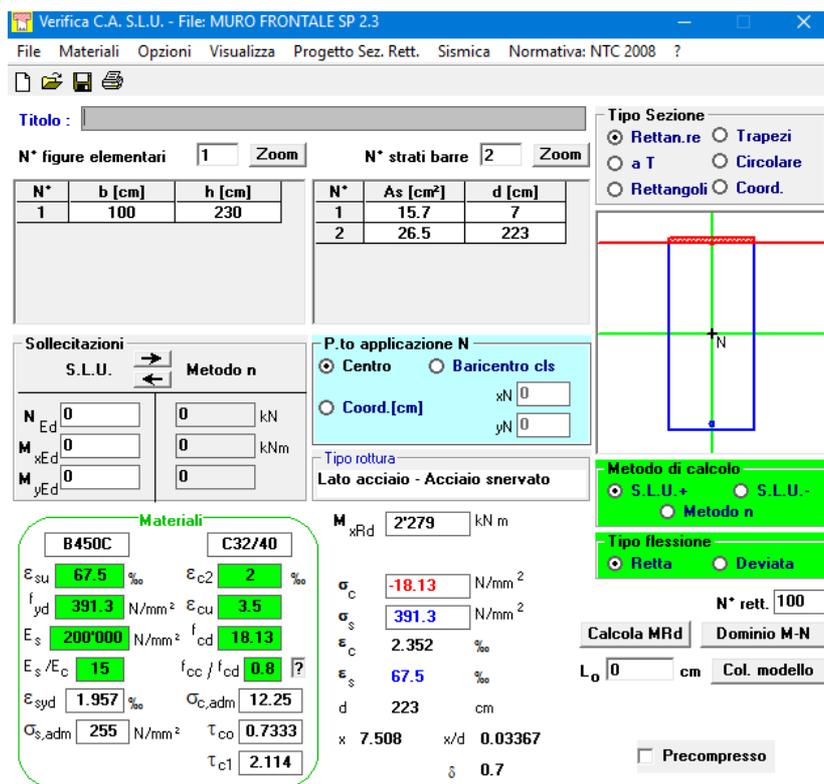
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

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

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 1000 kN m

Il momento resistente della sezione vale:



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	26.5	223

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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} 2'279 kN m
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 2.352 ‰
ε_s 67.5 ‰
d 223 cm
x 7.508 x/d 0.03367
δ 0.7

Mrd = 2279 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	57 di 78

10.3.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale :

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

Verifica a taglio per sezioni non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)				
Classe cls	f_{ck}	32.0		N/mm 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	26		mm
area armatura	A	530.9		mm ²
	strato	1		
	passo	200		mm
	n_f/strato	5		
area armatura totale	A _I	2655		mm ²
percentuale di armatura	ri	0.0013		
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}	521		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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	58 di 78

10.3.3 Verifica fessurazione SLE

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

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

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

Armatura verticale (\varnothing 26mm/20 cm)

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

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2300 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	2.83E-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	430 mm	wk	0.14 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	97 MPa	LIMITE	0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -		
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		
				Sez. verificata

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	59 di 78

Armatura orizzontale (\varnothing 26mm/20 cm)

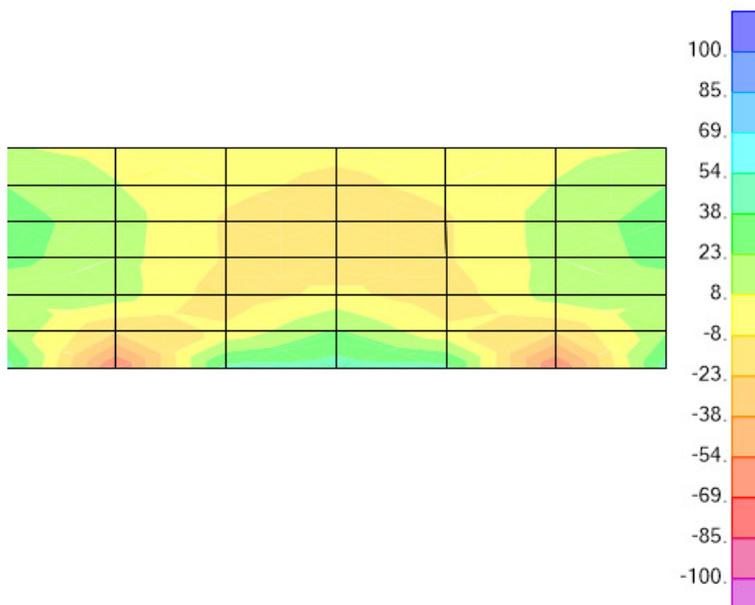
$\sigma_s = 129$ MPa

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2300 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$ 3.76E-04 -	
diametro medio barre	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	430 mm	wk 0.18 mm	
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	129 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

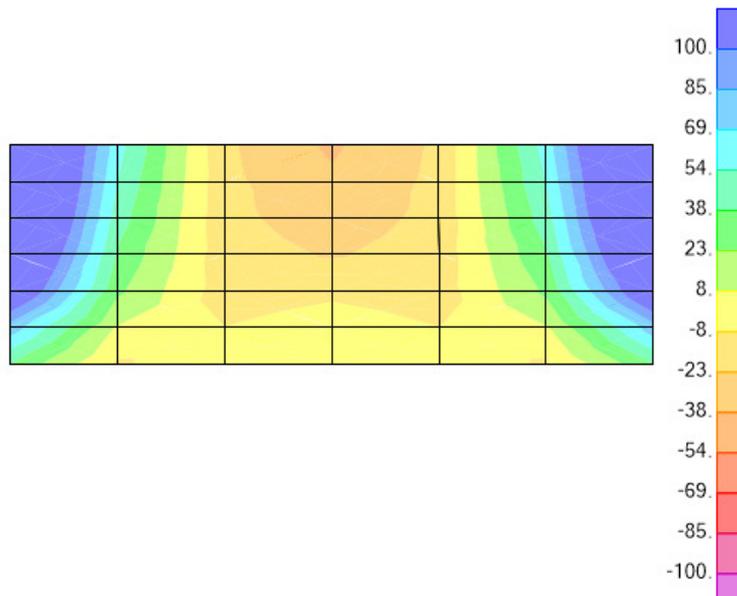


VI01 - Viadotto in c.a.p

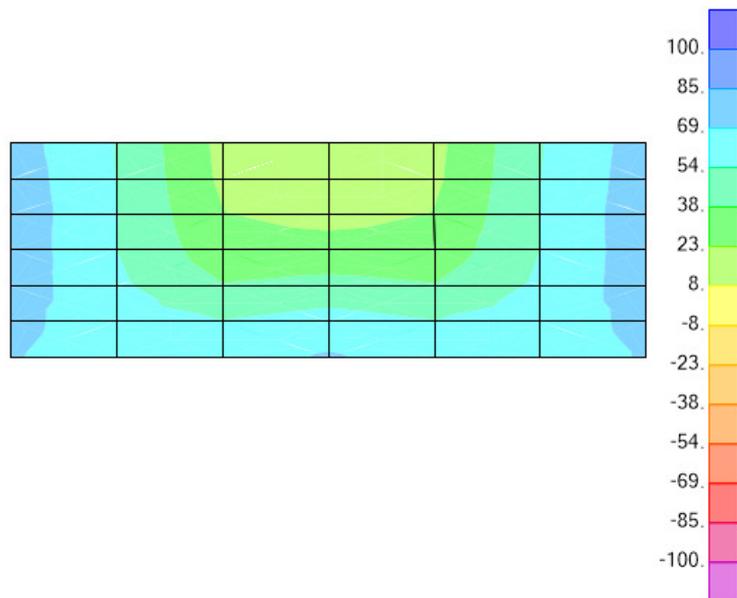
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	60 di 78

(M22 = 40 kN m/m)



(M11=130 kN m/m)



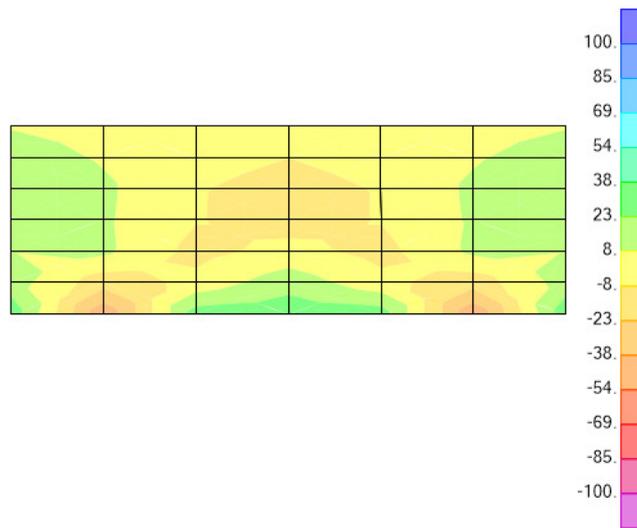
(Vmax = 70 kN/m)

VI01 - Viadotto in c.a.p

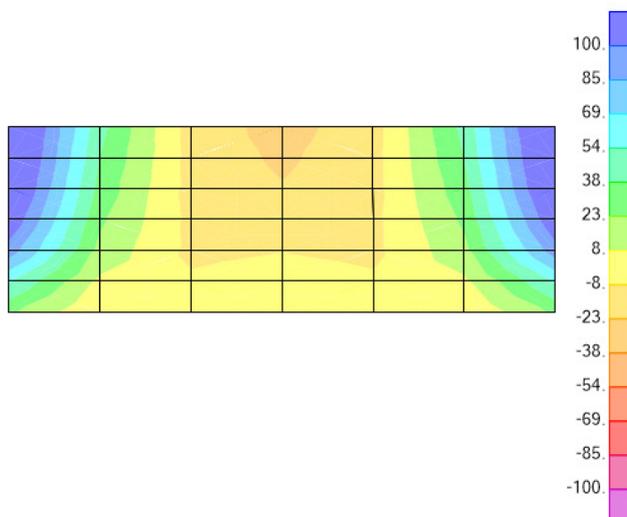
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	61 di 78

SLE



(M22=30 kN m/m)



(M11=110 kN m/m)

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	62 di 78

10.4.1 Verifica a flessione SLU

Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

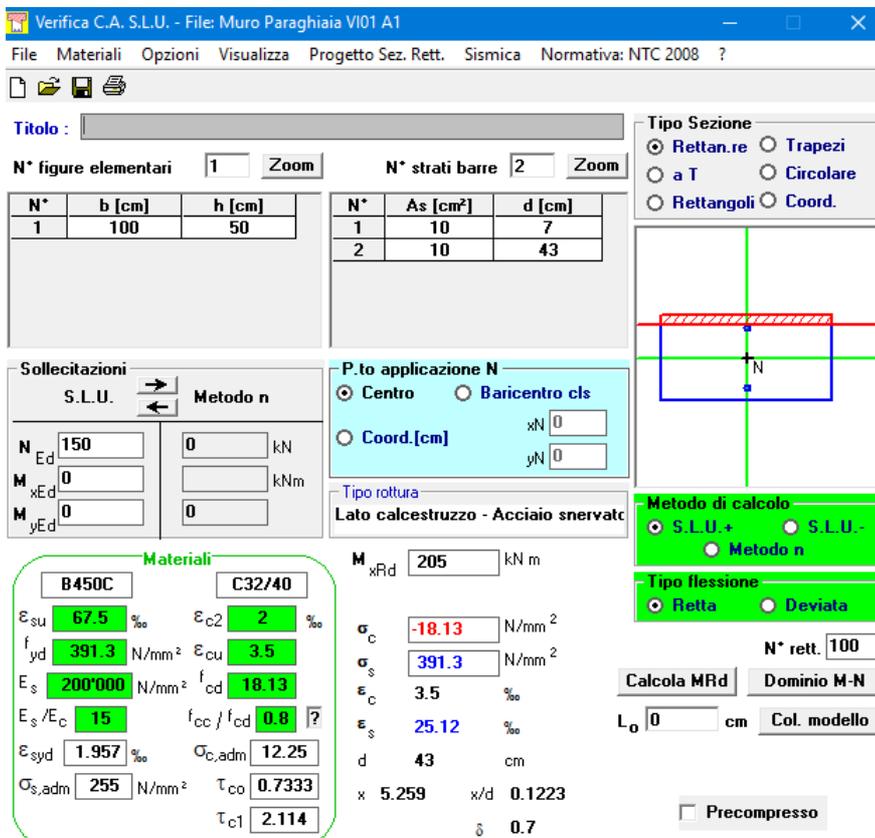
- Dimensioni BxH=(100cmx50cm)
- \varnothing 16 mm/20 cm (lato monte) e \varnothing 16 mm/20 cm (lato valle)

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:** S.L.U. Metodo n
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n
- Tipo flessione:** Retta, Deviata
- Materiali:** B450C, C32/40
- Material Properties:**
 - 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_{oc}/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
- Design Parameters:**
 - 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
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, Col. modello, Precompresso

$M_{rd}(N_{ed}) = 205 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	63 di 78

Armatura orizzontale

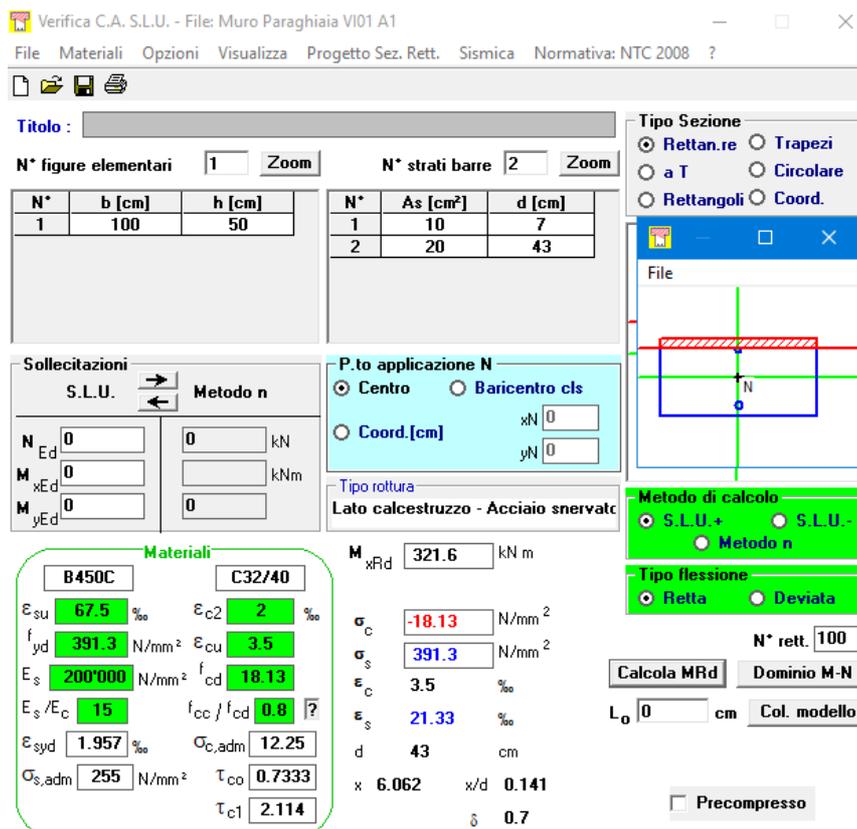
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

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

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 130 kN m/m

Il momento resistente della sezione vale:



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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10	7
			2	20	43

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - 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} 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

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 cm Col. modello

Precompresso

Mrd (Ned) = 321 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	64 di 78

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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	65 di 78

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 -	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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	66 di 78

Armatura orizzontale (ø 16mm/10 cm)

$\sigma_s = 143 \text{ MPa}$

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 c.a.p

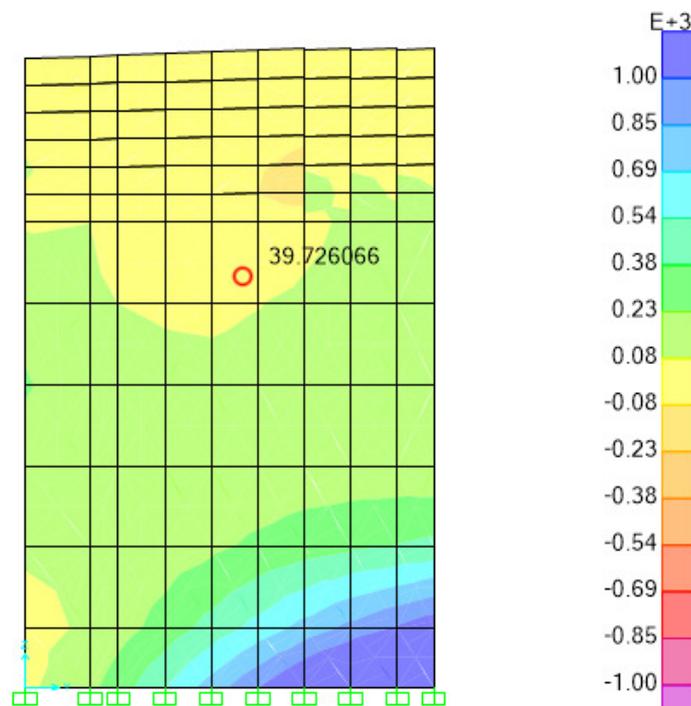
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	67 di 78

10.5 Verifica del muro andatore

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure

SLU



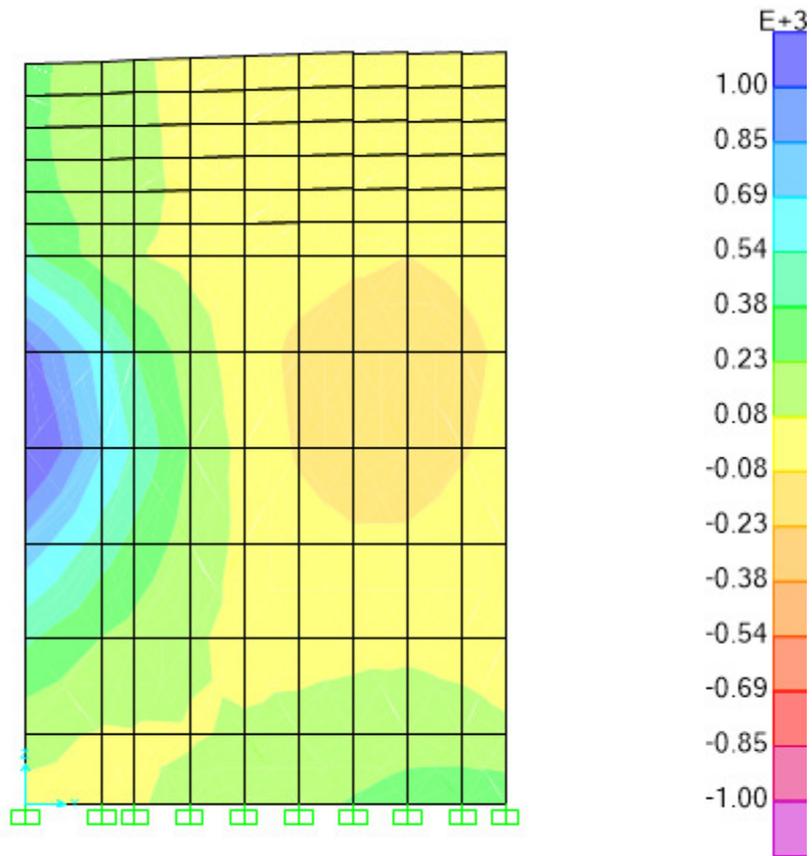
$$M_{22}(z=0) = 1400 \text{ kN m/m}$$

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	68 di 78

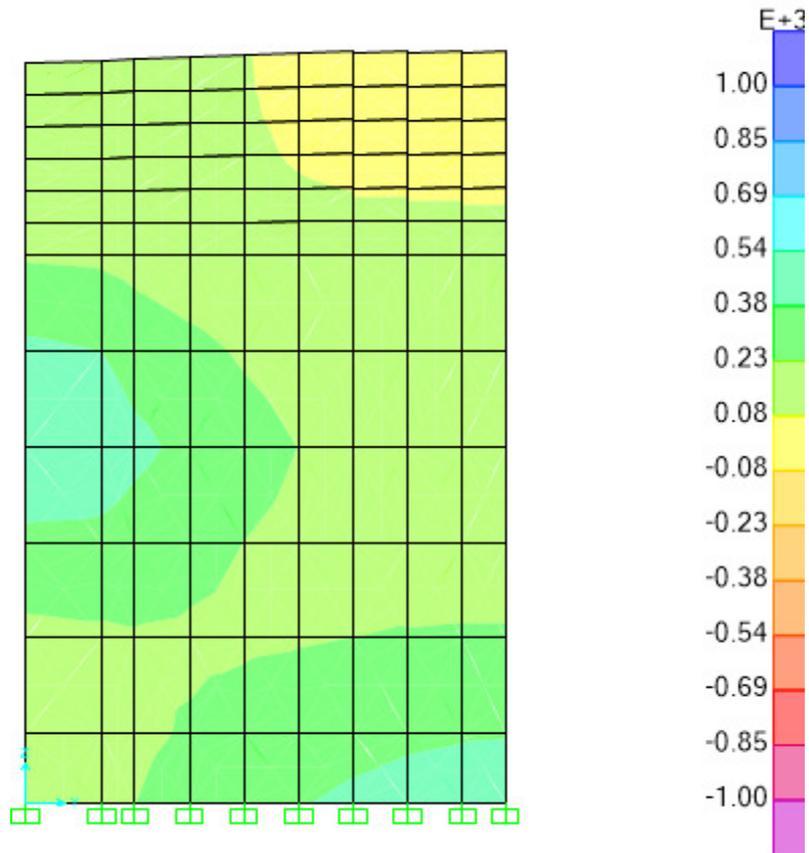


(M11 = 1100 kN m/m)

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	69 di 78



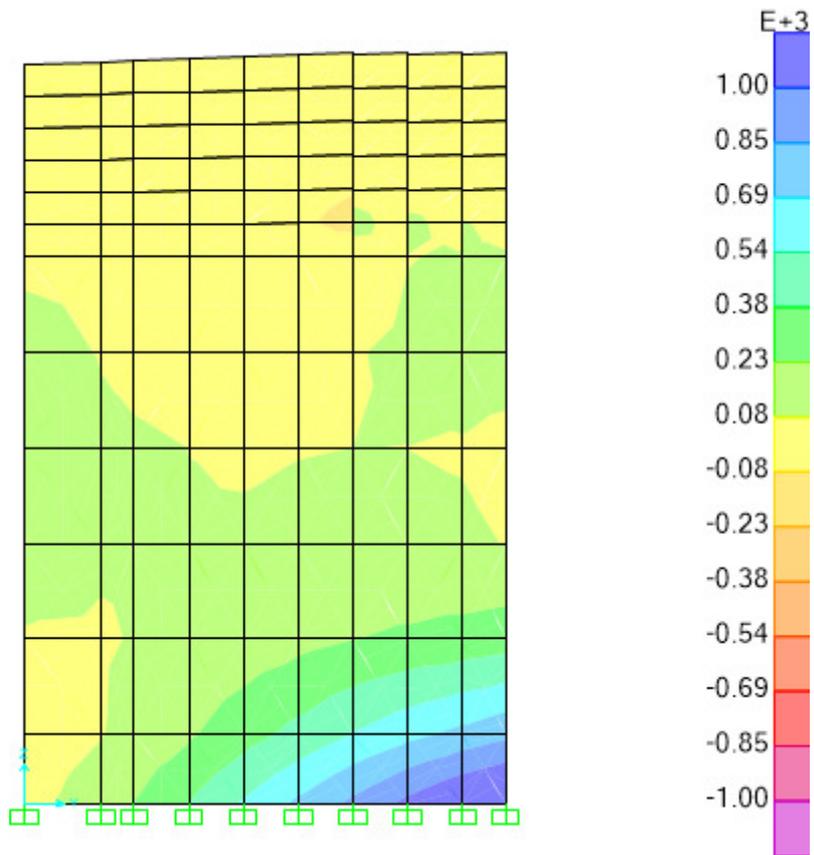
(Vmax = 450 kN/m)

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	70 di 78

SLE

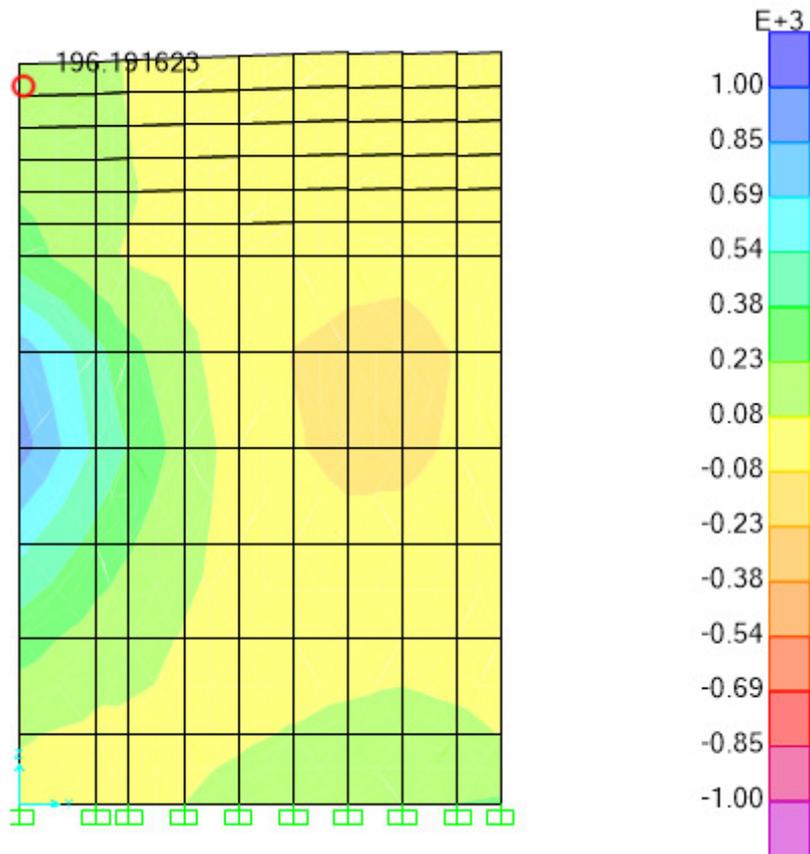


(M11 = 1050 kN/m)

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	71 di 78



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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	72 di 78

10.5.1 Verifica a flessione SLU

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

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

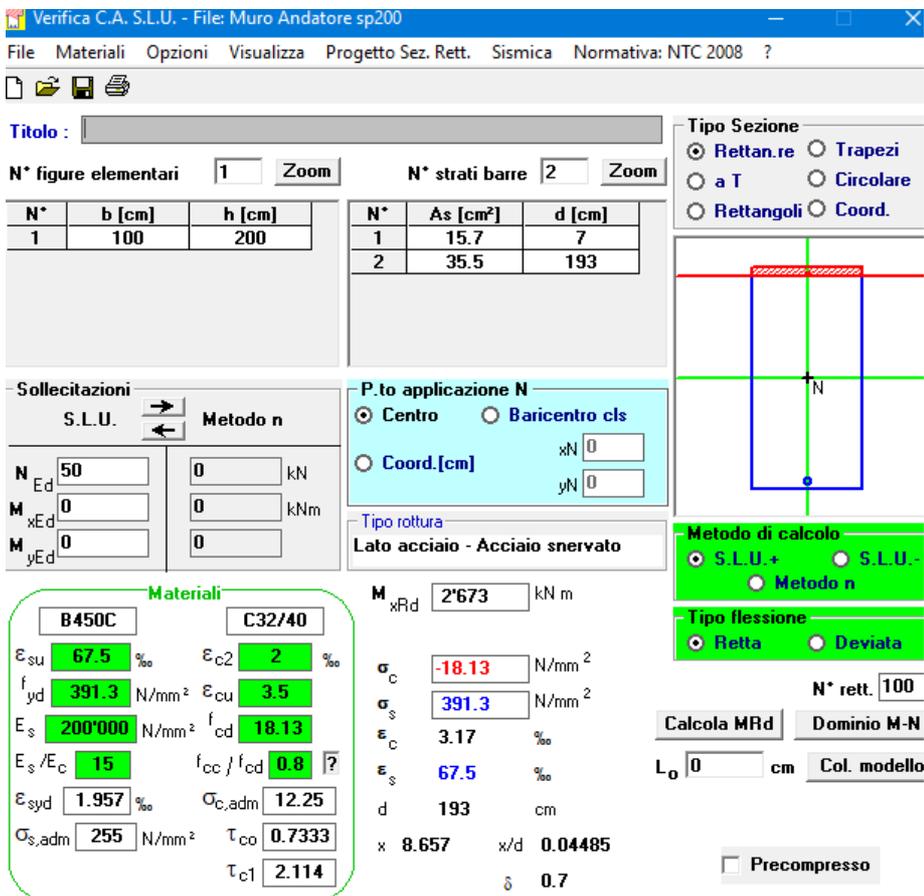
- Dimensioni BxH=(100cmx200cm) – base muro
- \varnothing 26 mm/15 cm (lato monte) \varnothing 20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti:

Med = 1400 kN m/m

Ned = 50 kN/m/m

Il momento resistente della sezione vale:



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

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

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	15.7	7
			2	35.5	193

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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 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 ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	73 di 78

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

La verifica è soddisfatta

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

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

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

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti:

$Med = 500 \text{ kN m/m}$

$Ned = 35 \text{ kN/m/m}$

Il momento resistente della sezione vale:

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

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

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

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} 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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	74 di 78

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

La verifica è soddisfatta

Armatura orizzontale

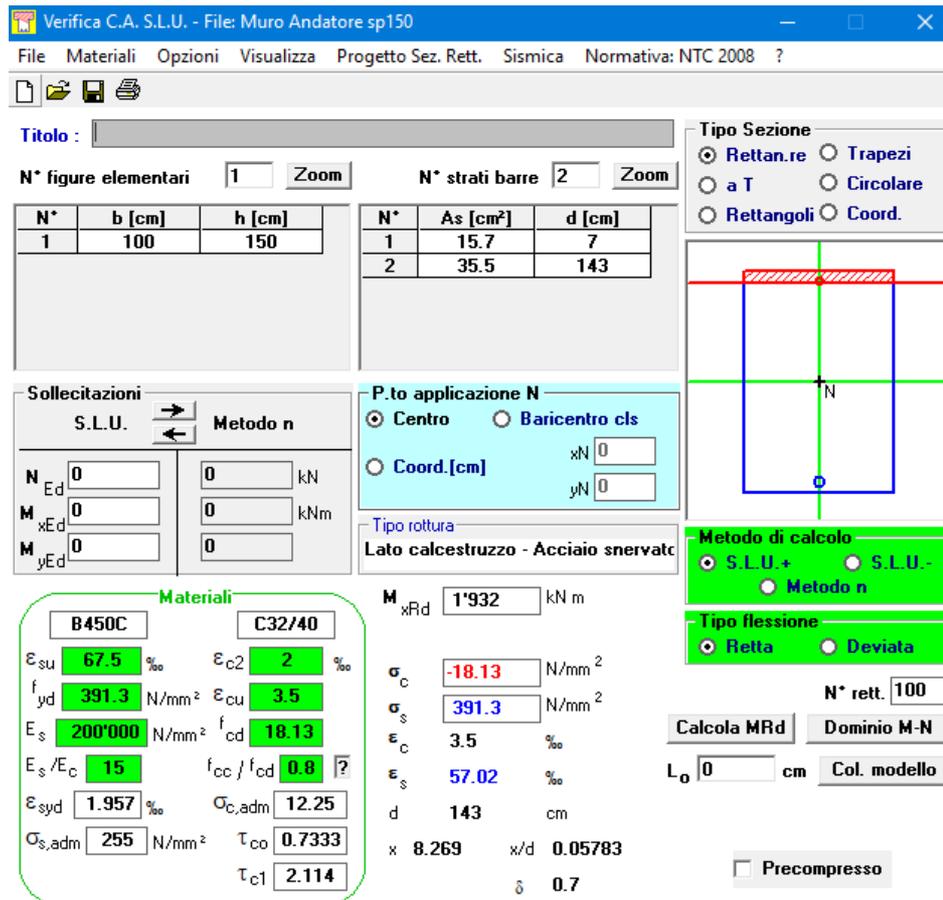
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

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

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti:

$Med = 1100 \text{ kN m/m}$

Il momento resistente della sezione vale:



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

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

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	150

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

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² 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/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 1'932 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 57.02 ‰
 d 143 cm
 x 8.269 x/d 0.05783
 δ 0.7

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

$M_{rd} (Ned) = 1932 \text{ KNm/m} > Med$

La verifica è soddisfatta

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	75 di 78

10.5.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale:

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

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	1500		mm
altezza utile	d	1350		mm
area della sezione	A_{TOT}	1350000		mm^2
diametro ferro longitudinale	\varnothing	26		mm
area armatura	A	530.9		mm^2
	strato	1		
	passo	150		mm
	n_f/strato	7		
area armatura totale	A _I	3540		mm^2
percentuale di armatura	rl	0.0026		
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0		N
	s_{cp}	0.00		N/mm^2
	k	1.38		
	v_{min}	0.32		
	V_{Rd1}	456		kN
	V_{Rd2}	436		kN
taglio resistente	V_{Rd}	456		kN

$V_{rd} > V_{ed}$

Verifica soddisfatta

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	76 di 78

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

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

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	2000 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	3.96E-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	434 mm	wk	0.163 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	136 MPa	LIMITE	0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -	Sez. verificata	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	77 di 78

Armatura orizzontale (ø 26 mm/15 cm)

$\sigma_s = 163 \text{ MPa}$

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	1500 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	4.75E-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	325 mm	wk	0.196 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	163 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 c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0104001	B	78 di 78

11 INCIDENZA ARMATURE

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