

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

**Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di
Matera con la rete ferroviaria nazionale**

**MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI
VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA**

Relazione di calcolo

SPALLA A

SCALA:

-

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

I A 5 F 0 1 D 0 9 C L V I 1 3 0 4 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	Emissione Esecutiva	G.Liporace	Lug.2019	S. DiSpigno	Lug.2019	F.Gernone <i>Federico Gernone</i>	Lug.2019	A.Vitozzi <i>Antonio Vitozzi</i>
								ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti Dott. Ing. Angelo Vitozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A20783

File: IA5F01D09CLVI1304001A_Relazione di calcolo spalla A.docx

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
1.1	Descrizione dell'opera	5
1.2	Scopo della relazione	8
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	12
3	MATERIALI	15
3.1	Calcestruzzo	15
3.2	Acciaio da armatura ordinaria.....	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 (struttura mista L=31m).....	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.....	22
5.2	Azione sismica (E).....	22
6	ANALISI GLOBALE SPALLA.....	25
6.1	Coefficienti di spinta del terreno.....	25
6.1.1	Fase statica.....	25
6.1.2	Fase sismica.....	25
6.2	Carichi da spalla.....	26
6.2.1	Peso proprio della struttura	26
6.2.2	Peso proprio del rinterro	26
6.2.3	Peso proprio dei sovraccarichi permanenti	26
6.2.4	Sovraccarichi accidentali	27
6.2.5	Spinta permanente a tergo della spalla	27
6.2.6	Spinta del sovraccarico permanente	27

6.2.7	Spinta del sovraccarico accidentale	28
6.2.8	Azioni sismiche	28
6.2.9	Forza inerziale delle masse	28
6.2.10	Scarichi degli appoggi	28
6.3	Azioni agenti all'intradosso della fondazione.....	29
6.3.1	Coefficienti di combinazione.....	30
6.3.2	Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso)	32
7	VERIFICA ELEVAZIONE.....	33
7.1	Modello di calcolo	33
7.2	Carichi applicati e combinazioni.....	33
7.2.1	Spinta statica.....	33
7.2.2	Spinta sismica	34
7.2.3	Spinta carichi permanenti	34
7.2.4	Spinta carichi accidentali.....	34
7.3	Verifica del muro frontale.....	35
7.3.1	Verifica a flessione SLU- SLV	38
7.3.2	Verifica a taglio SLU.....	40
7.3.3	Verifica fessurazione SLE	41
7.4	Verifica del paraghiaia	42
7.4.1	Verifica a flessione SLU.....	45
7.4.2	Verifica a taglio SLU.....	47
7.4.3	Verifica fessurazione SLE	48
7.5	Verifica del muro andatore.....	50
7.5.1	Verifica a flessione SLU.....	53

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	4 di 63

7.5.2	Verifica a taglio SLU.....	55
7.5.3	Verifica fessurazione SLE	56
8	VERIFICA FONDAZIONI	57
8.1	Fondazioni Profonde	57
8.2	Verifica del Plinto di fondazione	57
8.2.1	Premessa	57
8.2.2	Verifica del Plinto.....	59
9	INCIDENZA ARMATURE	63

1 INTRODUZIONE

1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto VI13 Nuovo Basento, ubicato alla progressiva km 1+056.07 della nuova linea Ferrandina – Matera La Matterella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale, si compone di 22 campate sviluppando una lunghezza complessiva di 1 km e 114 metri. Il viadotto presenta uno sviluppo planimetrico inizialmente curvilineo (R= 600m) per poi terminare in rettilineo.

Il viadotto è in salita, il tracciato cumula un dislivello tra l'ingresso e l'uscita dall'opera di circa 11.6m.

Sono presenti due tipologie di impalcati: impalcati misti con travi d'acciaio e soletta di calcestruzzo di luci 31 e 38m e impalcati con struttura reticolare a via inferiore di luci 60 e 85m con attacco diretto del binario.

Le pile sono a sezione circolare piena di diametro 3.6m, con altezze, misurate dallo spiccatto delle fondazioni al piano appoggi, comprese tra 7 e poco oltre i 14 metri. Le fondazioni sono di tipo profondo con pali trivellati di diametro 1.2m; si incontrano due tipologie di fondazione delle pile una a 9 pali (corrente) ed una a 12 pali, impiegata in corrispondenza delle campate di maggiore luce.

La spalla A è di tipo scatolare con altezza del muro frontale di 6.0m, questa è fondata su una platea di pali di diametro 1.2m.

La spalla B viene realizzata tramite una struttura scatolare cava, la cui carpenteria è studiata per adattarsi alla presenza della spalla del viadotto Basento esistente (VI01) che in questa area si affianca al viadotto in progetto, La struttura è caratterizzata da un ingombro planimetrico di 23x 9.7m ed è fondata su pali di diametro 1.2m.

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	6 di 63

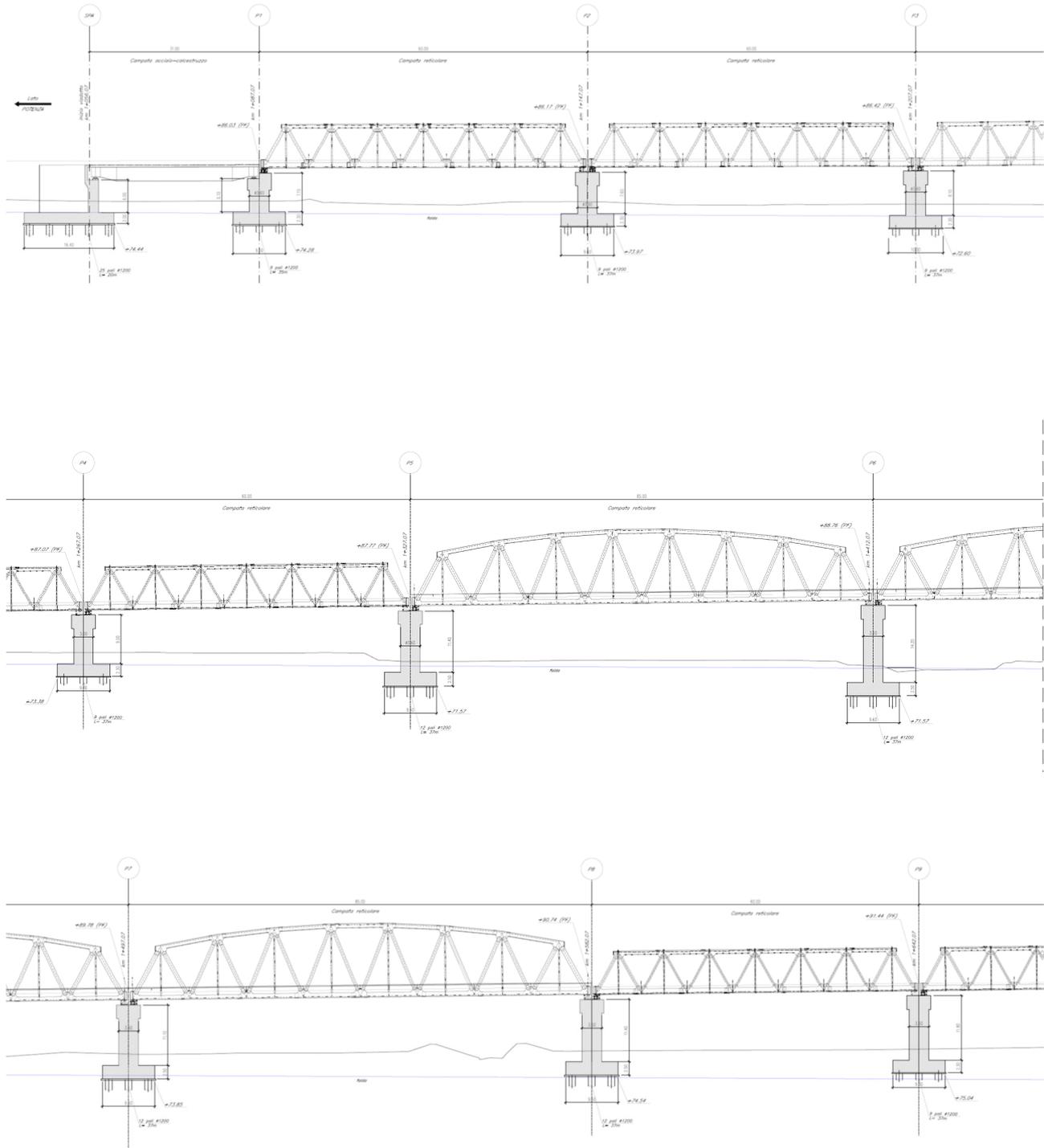


Figura 1: Sezione longitudinale viadotto VI13 Nuovo Basento

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

01

D09CL

VI1304001

A

7 di 63

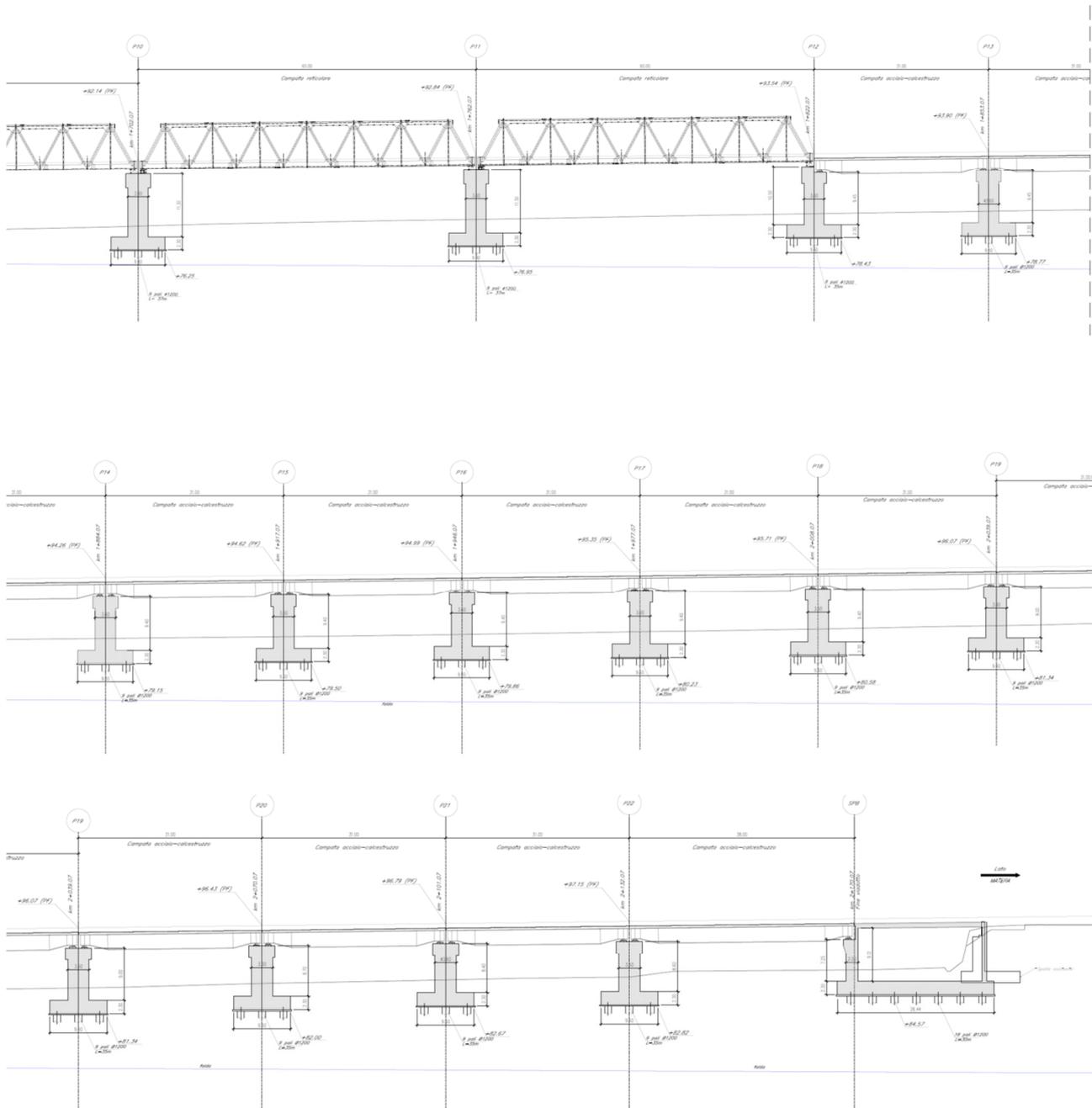


Figura 2: Sezione longitudinale viadotto VI13 Nuovo Basento

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	8 di 63

1.2 Scopo della relazione

La presente relazione riporta le analisi e verifiche che hanno condotto al dimensionamento della spalla A del viadotto VI13 “Nuovo Basento” nell’ambito del progetto definitivo relativo al “Miglioramento sismico e opere di completamento dei viadotti esistenti della linea Ferrandina-Matera”.

La spalla è realizzata in cemento armato e si presenta secondo uno schema standard scatolare con un muro frontale di altezza 6m e spessore 1.9m, sormontato da un paraghiaia di altezza circa 2.7m e spessore 0.5m; i muri di risvolto si allungano a tergo del muro frontale di circa 8.9m, con altezze di quasi 9m e spessori variabili 1 metro al piede e 0.5m in sommità. Il basamento di fondazione ha una geometria quadrata 16.4x16.4m e spessore 2m. Le fondazioni sono costituite da 25 pali trivellati D1200 intestati fino ad una profondità di 20 m dal piano fondazione

Sulla spalla poggia un impalcato in struttura mista acciaio calcestruzzo con luce 31m, i dispositivi di vincolo sono di tipo mobile longitudinalmente.

Per le verifiche delle fondazioni profonde della spalla in oggetto, si rimanda alla “Relazione di Calcolo – Verifiche Geotecniche Fondazioni” (elaborato IA5F01D09CLVI1303001A)

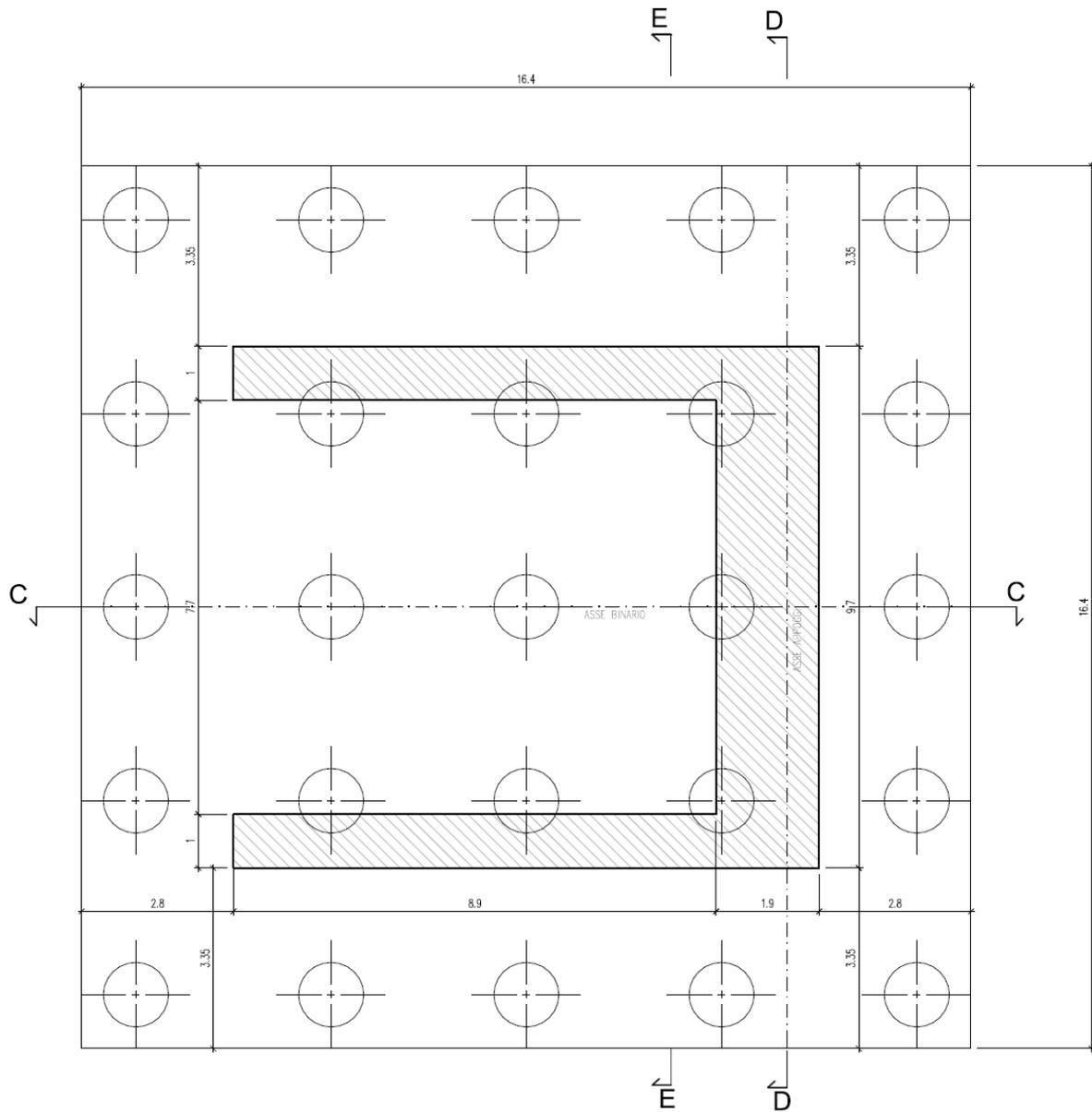


Figura 3: Pianta fondazione spalla A

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

01

D09CL

VI1304001

A

10 di 63

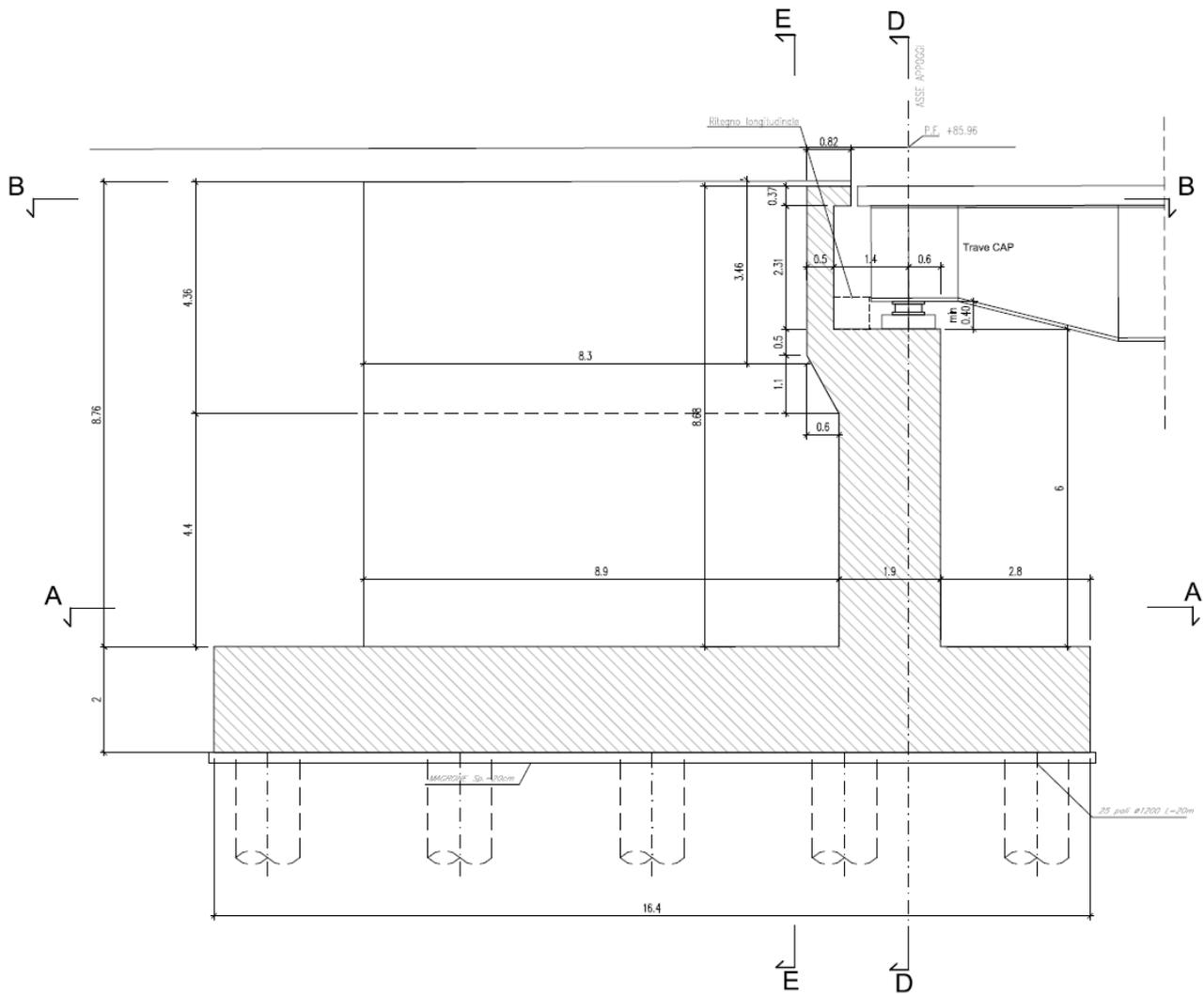


Figura 4: Sezione longitudinale spalla A

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

01

D09CL

VI1304001

A

11 di 63

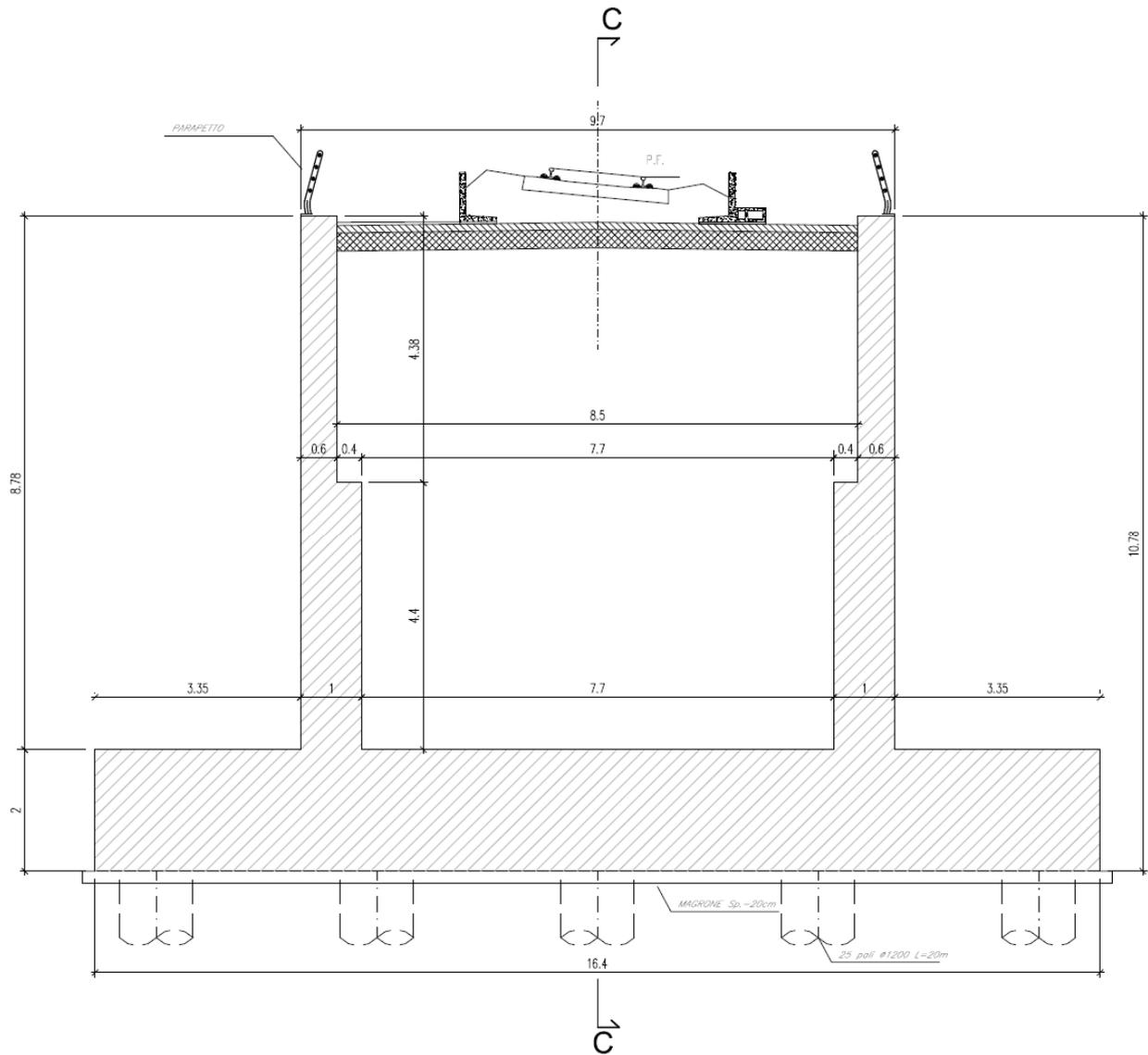


Figura 5: Sezione trasversale spalla A

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;
- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, G.U. n.8 del 20 febbraio 2018.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: “Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.2: Ponti e strutture”.
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A: Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.3.: Corpo stradale”.
- 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”

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	13 di 63

- EN 1997-1 “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali.”
- UNI EN 1337 – Appoggi strutturali.

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	14 di 63

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

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

Classe C32/40

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

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

Classe di esposizione = XC4

Classe di consistenza min = S3

Rapporto $a/c_{max} = 0.50$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- *Getti di fondazione*

Classe C25/30

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

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

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 ($f_{yk} = 450 \text{ MPa}$)

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

4 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

4.1 Terreno di fondazione

Gli schemi geotecnici di riferimento per l'opera in oggetto sono sintetizzati nelle tabelle che seguono e fanno riferimento alla "Relazione Geotecnica Generale" (elaborato IA5F01D09CLVI1303001A).

Parametri	Unità 1b	Unità 2
γ_t (kN/m ³)	19.0	20
φ' (°)	26	25
c' (kPa)	0	40
c_u (kPa)	-	250
E_{op} (MPa)	30	85
E_u (MPa)	-	170

SCHEMA Spalla A (lato Ferrandina)

Strato	Prof. da (m da p.c.)	Prof. a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	5.0	Unità 1b
2	>5.0		Unità 2
Profondità della falda: 3 m da p.c.			

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 (struttura mista L=31m)

5.1.1 Pesi strutturali impalcato (G1)

Il peso complessivo dell'impalcato sostenuto dalla spalla è pari a (cfr. Relazione di calcolo - Impalcato a sezione mista L=31m - IA5F01D09CLVI1300003A) _:

$$G1 = 112.4 \text{ kN/m}$$

Il peso totale G1 per l'impalcato è dunque 3484.4 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) $2 * 2.0 \text{ m} * 0.5 \text{ KN/m}^2 = 2.0 \text{ KN/m}$

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

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

89.20 KN/m

Il peso totale G2 per l'impalcato è dunque 2765.2 KN.

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

01

D09CL

VI1304001

A

18 di 63

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:

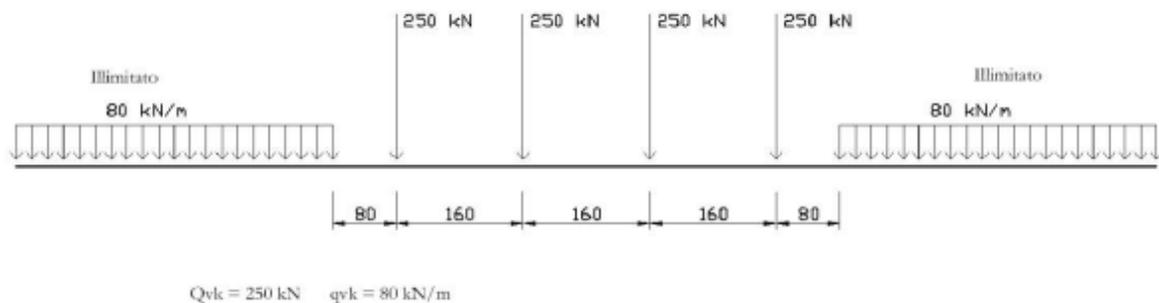


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71

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:

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	19 di 63

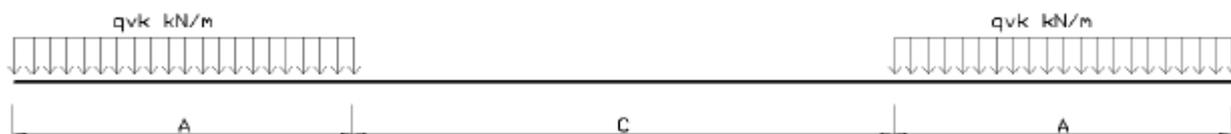


Fig. 5.2.2 Treno di carico SW

	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 31m $L_\Phi = L_c = 29.0$ m **$\Phi_3 = 1.15$**

Ai fini delle verifiche a fatica, l’incremento dinamico vale (§2.7.1.2 Manuale di progettazione Ponti RFI):

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.82 \quad \text{con la limitazione} \quad 1 \leq \Phi_3 \leq 1.67$$

- Travi principali - campata da 31m $L_\Phi = L_c = 29.0$ m **$\Phi_2 = 1.10$**

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	20 di 63

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)

I valori caratteristici devono essere moltiplicati per il coefficiente α .

- LM71 ($\alpha=1.1$):

Avviamento $Q_{1a,k}$ [KN]	Frenatura $Q_{1b,k}$ [KN]
1089	660

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

Avviamento $Q_{1a,k}$ [KN]	Frenatura $Q_{1b,k}$ [KN]
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:

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

01

D09CL

VI1304001

A

21 di 63

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

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

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 $r=600$ m

Velocità di progetto $V=100$ km/h

Calcolo del coefficiente $V^2/127r$

- $V^2/127r = 0.13$

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

13% del carico verticale del treno

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*

Cautelativamente, la pressione del vento sulle strutture dell'impalcato viene considerata pari a 2.5KN/m².

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=31m; L=48m
H impalcato	3.8 m
H treno	4 m

La forza orizzontale al metro lineare applicata sugli impalcato di luce 31 e 38 metri è dunque pari a :

$$F_{\text{vento}} = 2.5 \text{ KN/m} * (4+3.8)\text{m} = 18.45 \text{ kN/m} \quad \text{Ponte carico}$$

$$F_{\text{vento}^*} = 2.5 \text{ KN/m} * 3.8\text{m} = 9.05 \text{ kN/m} \quad \text{Ponte scarico}$$

5.1.5 *Resistenze parassite appoggi impalcato*

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

$$\text{Spalle } Fa = f (Vg + Vq)$$

$$\text{Pile } Fa = f (0.2*Vg + Vq)$$

dove

Vg Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti,

Vq Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamicizzati.

5.2 **Azione sismica (E)**

Per il viadotto in esame si assumono le seguenti caratteristiche dell'opera:

Vita utile $V_u = 75$ anni

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

Lo spettro di progetto è stato ottenuto utilizzando il foglio di calcolo elettronico messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

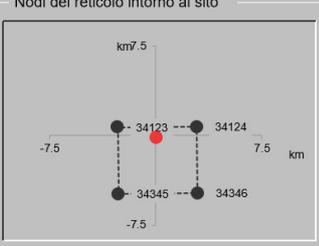
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata



La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	24 di 63

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

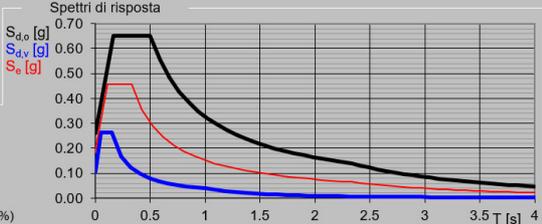
Risposta sismica
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_B = 1.426$ $C_C = 1.510$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) = **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore $q_d = 3$ Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore $q = 1$ $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta info
 Parametri e punti spettri di risposta info

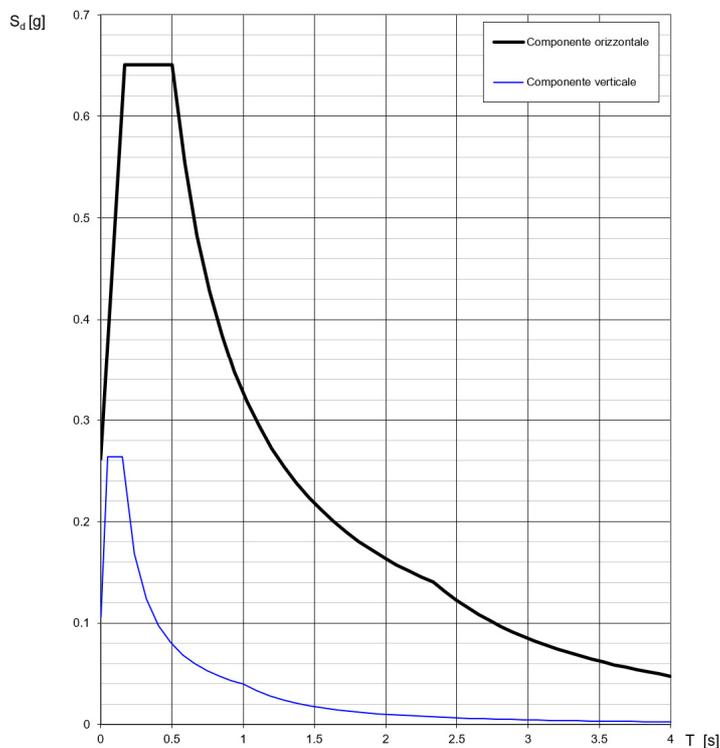
Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



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:

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

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:

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

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 NTC18, il valore dell'accelerazione al suolo amplificata dai terreni presenti al di sotto della fondazione risulta pari a:

$$PGA = 0.261 \text{ g}$$

Risulta dunque:

$$k_h = \beta_m \cdot PGA / g = \beta_m \cdot S_T \cdot PGA / g = 1 \cdot 1.0 \cdot 0.261 = 0.261$$

$$k_v = \pm 0.130$$

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	26 di 63

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 [m³]
- P peso dell'elemento [m³]
- $e_l e_t e_v$ 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]

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	9.70	2.80	13.6	340	1.75	0.00	9.40	594	0
Muro frontale	1.90	9.70	6.00	110.6	2765	3.05	0.00	5.00	8432	0
Muro andatore SX	9.00	1.00	9.05	81.5	2036	-2.40	4.00	6.50	-4887	8145
Muro andatore DX	9.00	1.00	9.05	81.5	2036	-2.40	-4.00	6.50	-4887	-8145
Fondazione	16.40	16.40	2.00	537.9	13447.5	0.00	0.00	1.00	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	9.00	8.10	9.00	656.1	13122	-2.40	0.00	6.50	-31493	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.

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	27 di 63

	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	q _p [kN/m ³]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
sovrastuttura ferroviaria	9.00	5.60	0.80	20.00	806	-2.40	0.00	11.40	-1935	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 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	9.00	2.75	-	50.00	1238	-2.40	0.00	11.40	-2970	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	11.00	8.60	3999	3.67	14665

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	11.00	8.60	582	5.50	3200

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_i [kN m]
50.00	0.384	11.00	8.60	1818	5.50	9999

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	βm	γ [kN/m ³]	H [m]	b [m]	ΔE_d [kN]	e_v [m]	m_i [kN m]
0.183	1.426	1.00	20.0	11.00	8.6	5431	5.50	29871

6.2.9 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	340	89	9.40	833	44	1.75	78
Muro frontale	2765	721	5.00	3607	361	3.05	1100
Muro andatore SX	2036	531	6.50	3454	266	-2.40	-638
Muro andatore DX	2036	531	6.50	3454	266	-2.40	-638
Fondazione	8832	2305	1.00	2305	1152	0.00	0
Terreno di rinterro	13122	3424	6.50	22258	1712	-2.40	-4109

6.2.10 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.

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	29 di 63

6.3 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	16009	-748	0	0	0	STATICA
Peso rinterro	13122	-31493	0	0	0	
sovrastuttura ferroviaria	806	-1935	0	0	0	
peso accidentali traffico	1238	-2970	0	0	0	
Spinta terreno (K0)	0	14665	0	3999	0	
Spinta sovraccarico sovrastuttura (K0)	0	3200	0	582	0	
Spinta acc. Traffico (K0)	0	9999	0	1818	0	
Incremento spinta sismica terreno	0	29871	0	5431	0	SISMICA
Effetti inerziali struttura long.	0	35910	0	7602	0	
Effetti inerziali struttura trasv.	0	0	35910	0	7602	
Effetti inerziali verticali (+)	3801	-4207	0	0	0	
G1	1930	3088	0	0	0	AZIONI DA IMPALCATO
G2	1340	2144	0	0	0	
LM 71 gruppo 1	1838	8059	1509	545	242	
SW/2 gruppo 1	2017	7880	1660	495	243	
LM 71 gruppo 3	1838	13177	704	1089	123	
SW/2 gruppo 3	2017	12533	826	990	121	
Resistenza parassita vincoli	0	3039	0	323	0	
Vento	0	0	1401	0	184	
Sisma long	0	0	0	0	0	
Sisma trasv	0	0	8021	0	853	
Sisma vert	427	683	0	0	0	

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

01

D09CL

VI1304001

A

30 di 63

6.3.1 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

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	31 di 63

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

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	32 di 63

6.3.2 Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso)

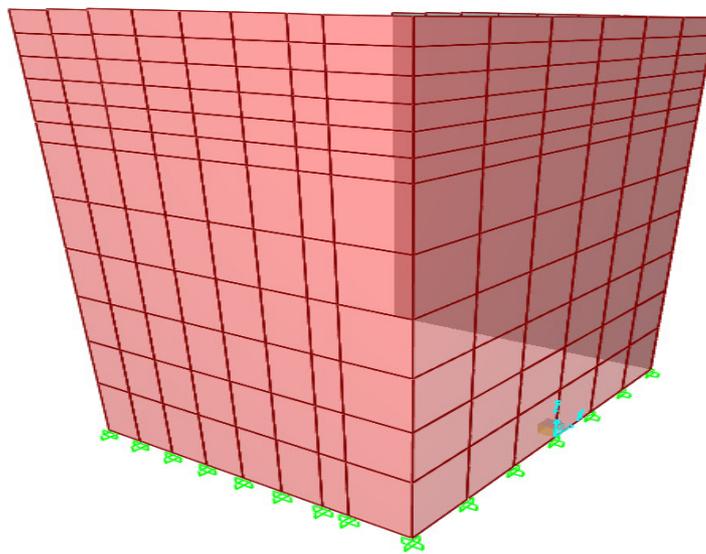
	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE1	-1401	26149	4581	39060	184
SLE2	-2350	47246	7267	40898	352
SLE3	-2500	47067	7217	41077	353
SLE4	-1544	52364	7811	40898	233
SLE5	-2102	36553	6185	51383	276
SLU1	-3449	65306	9998	55842	517
SLU2	-3667	65047	9926	56102	518
SLU3	-2281	72728	10788	55842	344
SLU4	-2458	71794	10644	56102	341
SLU5	-13682	102123	19786	39887	2923
SLV1	-13682	101378	19786	36989	2923
SLV2	-45438	75118	13513	39887	9708
SLV3	-45438	74374	13513	36989	9708
SLV4	-1401	26149	4581	39060	184

Tali sollecitazioni verranno utilizzate per il dimensionamento dei pali della spalla A, riportato nella “Relazione di Calcolo – Verifiche Geotecniche Fondazioni” (elaborato IA5F01D09CLVI1303001A).

7 VERIFICA ELEVAZIONE

7.1 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.



7.2 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.

7.2.1 Spinta statica

	γ [kN/m ³]	K_0	H [m]	S [kN/m]
Spinta del terreno	20.0	0.384	11.0	3999

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	34 di 63

7.2.2 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	βm	H [m]	ΔS_{ae} [kN]
Spinta del rinterro (+)	20.0	0.183	1.426	1.0	11.0	5431

7.2.3 Spinta carichi permanenti

	q [kN/mq]	K_0	H [m]	S_p [kN]
spinta sovraccarico sovrastruttura	16.0	0.384	11.0	582

7.2.4 Spinta carichi accidentali

	q [kN/mq]	K_0	H [m]	S_a [kN]
Incremento spinta per carichi accidentali q1	50.0	0.384	11.0	1818

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

01

D09CL

VI1304001

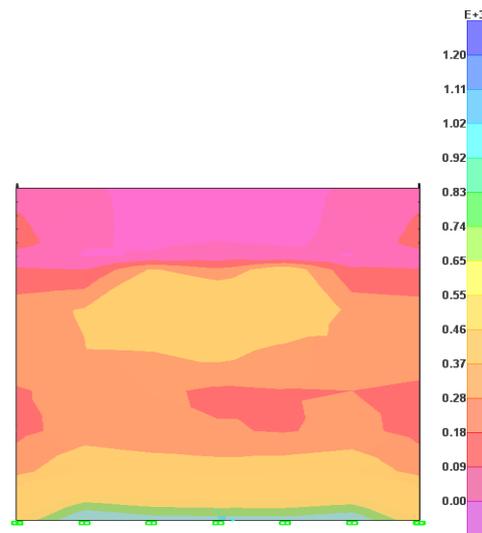
A

35 di 63

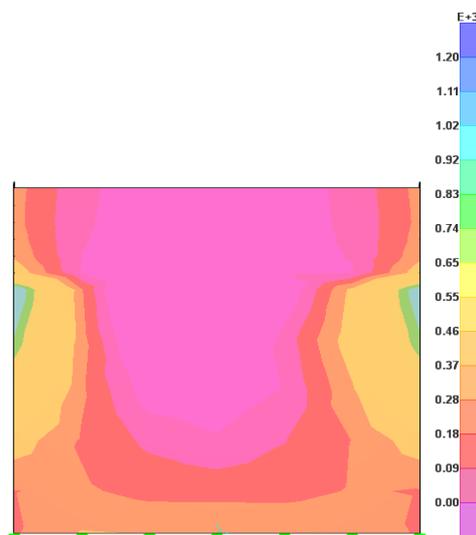
7.3 Verifica del muro frontale

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

SLU



(M22 = 1080 kN m/m)



(M11=760 kN m/m)

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

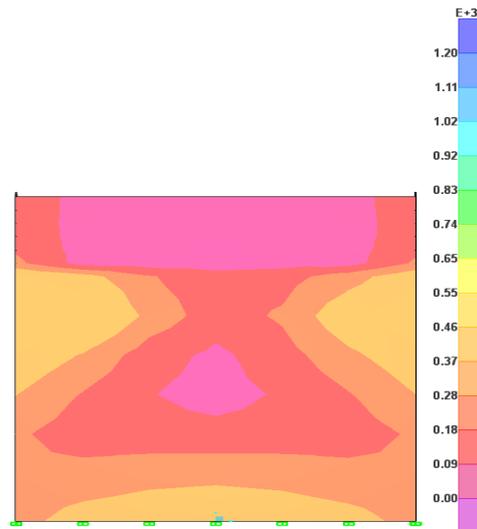
01

D09CL

VI1304001

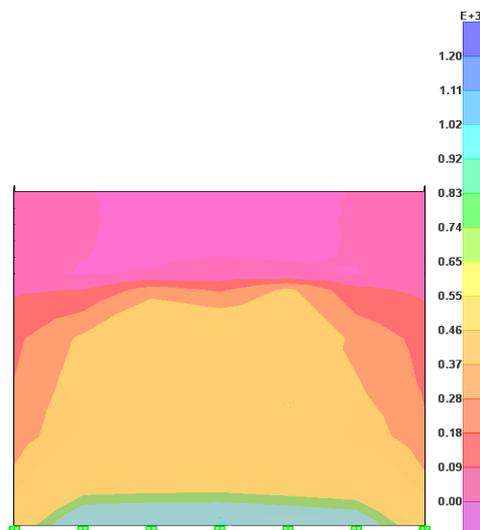
A

36 di 63



(Vmax = 430 kN)

SLE



(M22=840 kN m)

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

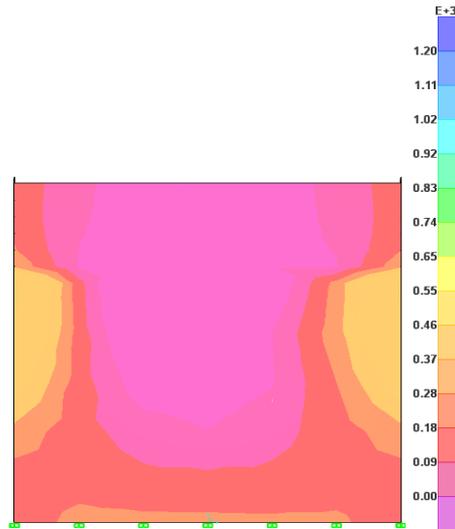
01

D09CL

VI1304001

A

37 di 63



(M11=570 kN m)

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	38 di 63

7.3.1 Verifica a flessione SLU- SLV

Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

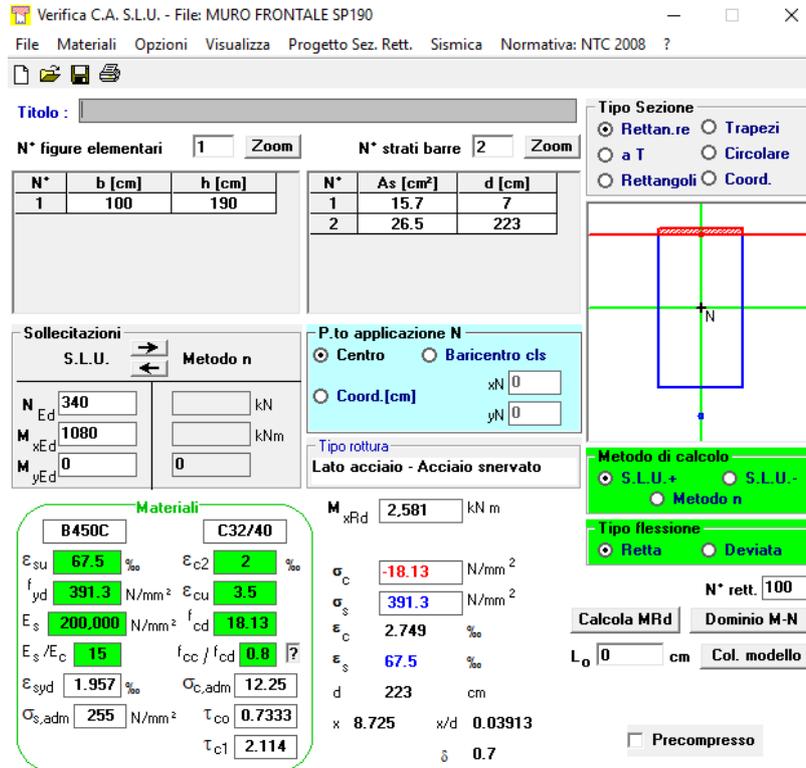
- Dimensioni BxH=(100cmx1900cm)
- \varnothing 26 mm/15 cm (lato monte) + \varnothing 20mm/20 cm (lato valle)

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 SP190

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

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	190	1	15.7	7
			2	26.5	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

Lato acciaio - Acciaio snervato

M xRd kN m

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{cl}

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

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

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

Precompresso

$M_{rd}(N_{ed}) = 2581 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	39 di 63

Armatura orizzontale

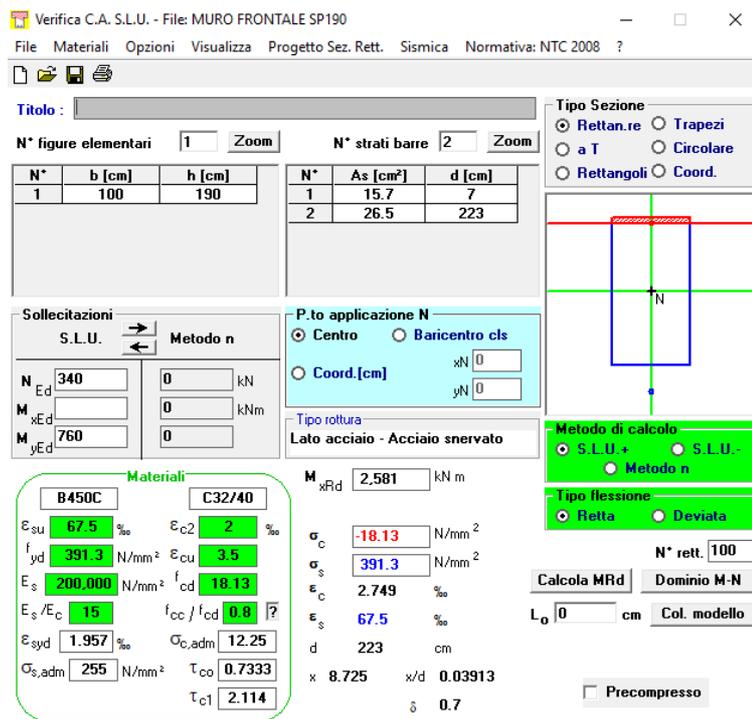
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

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

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti:

Med = 760 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:

- Titolo:** Muro Frontale SP190
- File:** Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008
- Numero di figure elementari:** 1
- Numero di strati barre:** 2
- Sollecitazioni:** S.L.U., Metodo n
- Materiali:** B450C, C32/40
- Proprietà materiali:**
 - 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
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- Calcoli:**
 - M_{xRd}: 2,581 kN m
 - σ_c : -18.13 N/mm²
 - σ_s : 391.3 N/mm²
 - ϵ_c : 2.749 ‰
 - ϵ_s : 67.5 ‰
 - d: 223 cm
 - x: 8.725, x/d: 0.03913
 - δ : 0.7

Mrd = 2581 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	40 di 63

7.3.2 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. 17/01/2018)

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	1900	mm
altezza utile	d	1710	mm
area della sezione	A_{TOT}	1710000	mm^2
diametro ferro longitudinale	ϕ_l	26	mm
area armatura	A	530.9	mm^2
strato		1	
passo		200	mm
n_s/strato		5	
area armatura totale	A_l	2655	mm^2
percentuale di armatura	ρ_l	0.0016	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	s_{cp}	0.00	N/mm^2
	k	1.34	
	v_{min}	0.31	
	V_{Rd1}	470	kN
	V_{Rd2}	526	kN
taglio resistente	V_{Rd}	526	kN

$$V_{Rd} = 526 \text{ kN/m} > V_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	41 di 63

7.3.3 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):

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

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

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

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	1900 mm	diff. def. armature-cl	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	2.53E-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	430 mm	wk	0.10 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	87 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

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	42 di 63

Armatura orizzontale (\varnothing 26mm/20 cm)

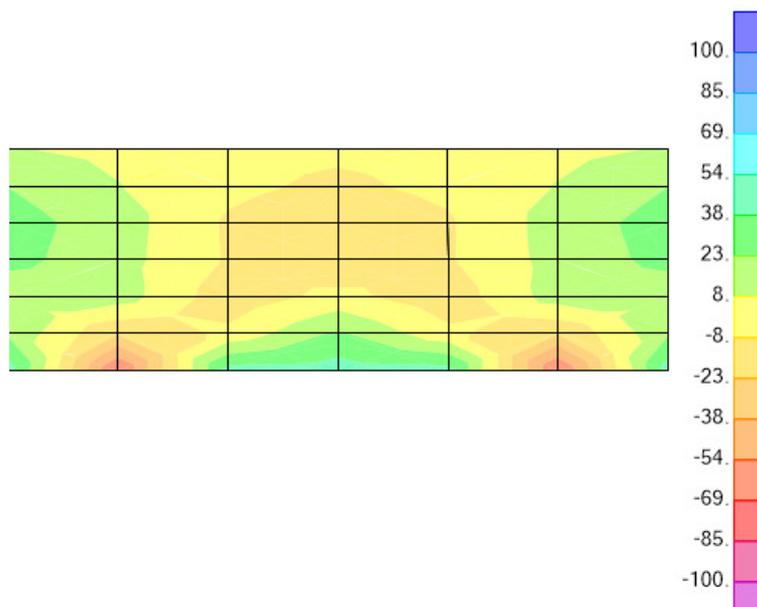
$\sigma_s = 101$ MPa

note	INPUT	OUTPUT
altezza sezione	h sez 1900 mm	diff. def. armature-cls
copriferro	copriferro 70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 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 430 mm	wk 0.14 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 lisce)	k1 0.8 -	
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2 0.5 -	
	k3 3.4 -	
	k4 0.425 -	

7.4 Verifica del paraghiaia

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

SLU



(M22 = 40 kN m/m)

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

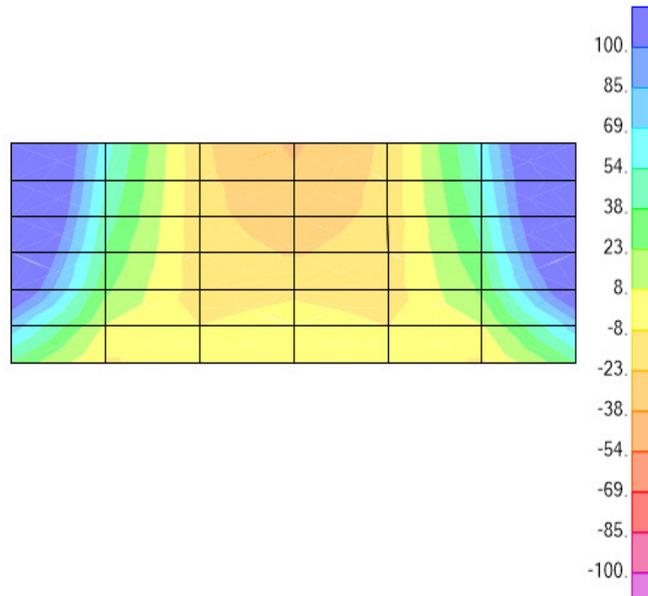
01

D09CL

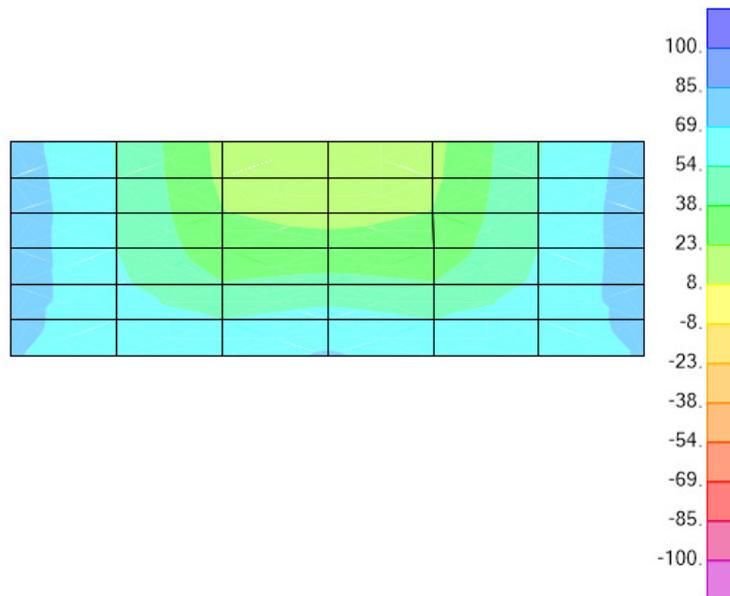
VI1304001

A

43 di 63



(M11=130 kN m/m)



(Vmax = 70 kN/m)

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

01

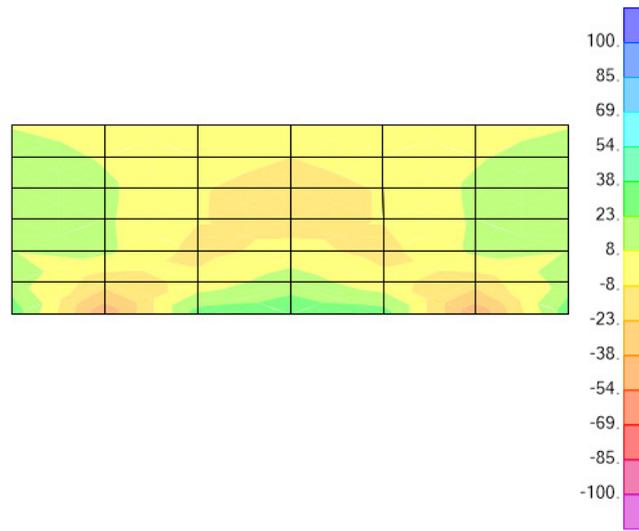
D09CL

VI1304001

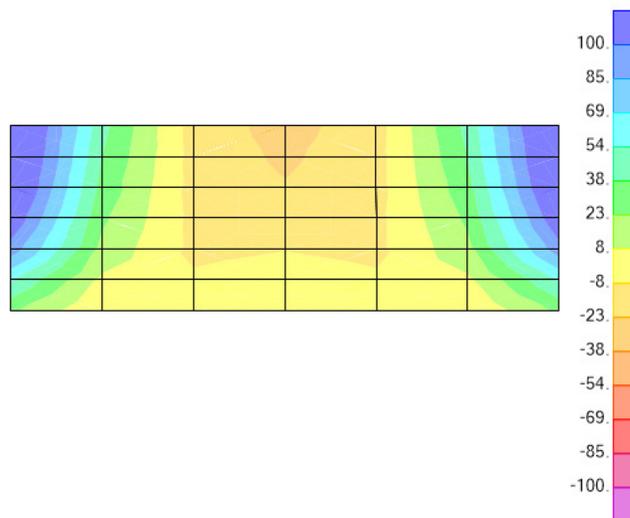
A

44 di 63

SLE



(M22=30 kN m/m)



(M11=110 kN m/m)

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	45 di 63

7.4.1 Verifica a flessione SLU

Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

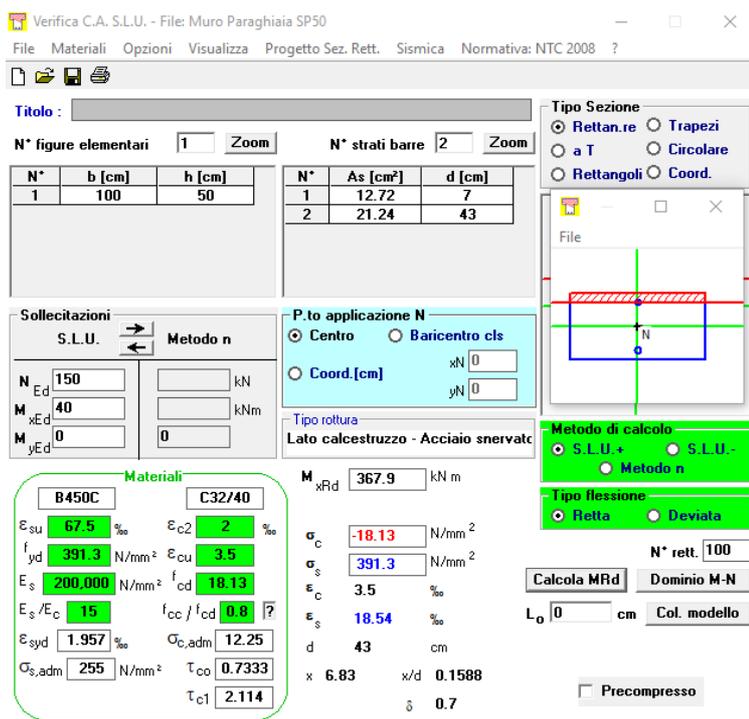
- Dimensioni BxH=(100cmx50cm)
- \varnothing 16 mm/20 cm (lato monte) e \varnothing 16 mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti:

Med = 40 kN m/m

Ned = 150 kN/m

Il momento resistente della sezione vale:



Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	12.72	7
			2	21.24	43

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

N_{Ed} 150 **kN**
M_{xEd} 40 **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 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} 367.9 **kN m**
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 18.54 ‰
d 43 cm
x 6.83 x/d 0.1588
 δ 0.7

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

Mrd (Ned) = 368 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	46 di 63

Armatura orizzontale

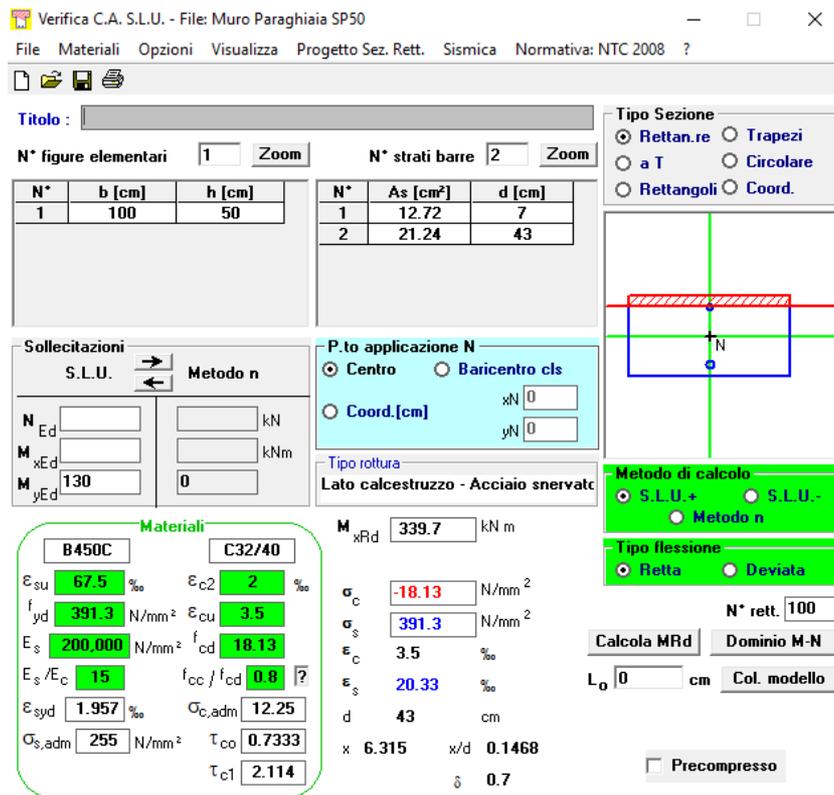
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- 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 SP50

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	12.72	7
			2	21.24	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

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} kN m
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 20.33 %
d 43 cm
x 6.315 x/d 0.1468
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.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
 Precompresso

Mrd (Ned) = 340 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	47 di 63

7.4.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale :

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

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
diametro 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.

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	48 di 63

7.4.3 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	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	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 -		

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	49 di 63

Armatura orizzontale (ø 16mm/10 cm)

$\sigma_s = 143$ MPa

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

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

VI13 – Nuovo Basento

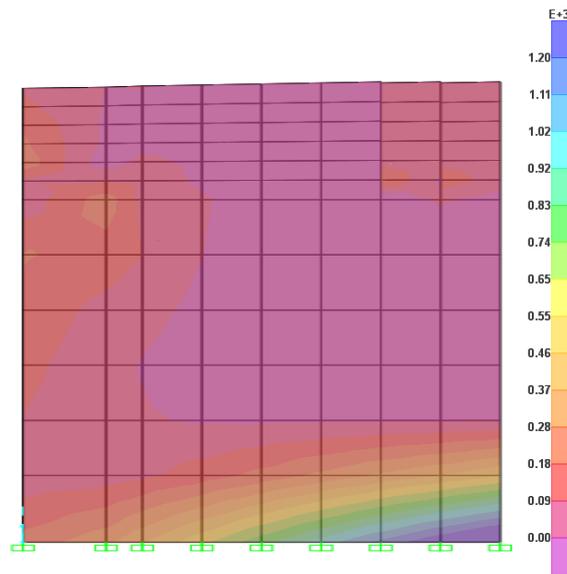
Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	50 di 63

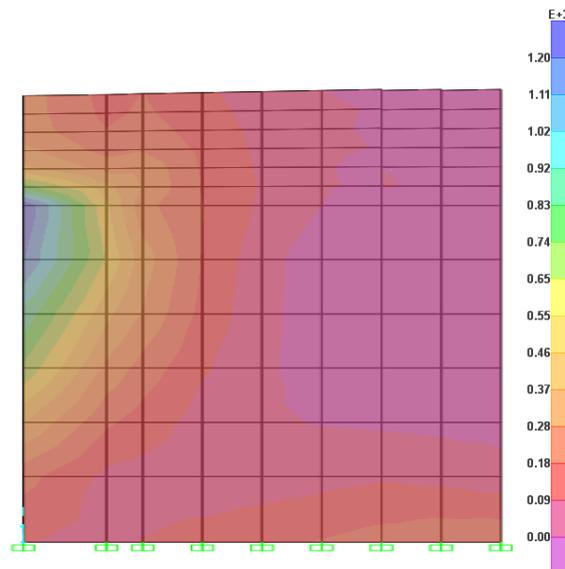
7.5 Verifica del muro andatore

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure

SLU



(M22 = 1080 kN m/m)



(M11 = 1050 kN m/m)

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

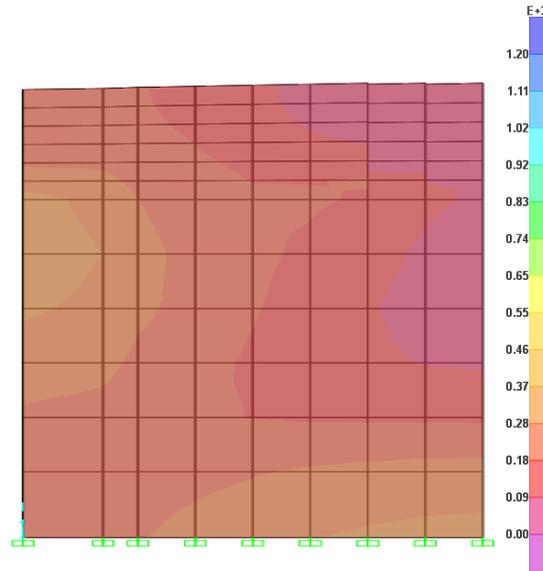
01

D09CL

VI1304001

A

51 di 63



(Vmax = 380 kN/m)

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

01

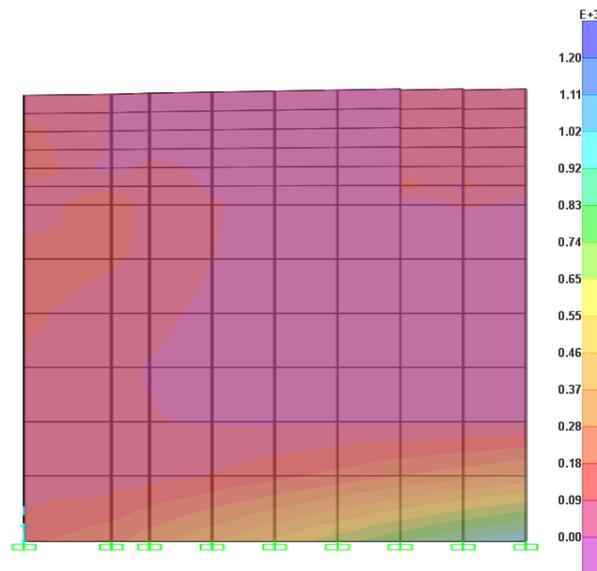
D09CL

VI1304001

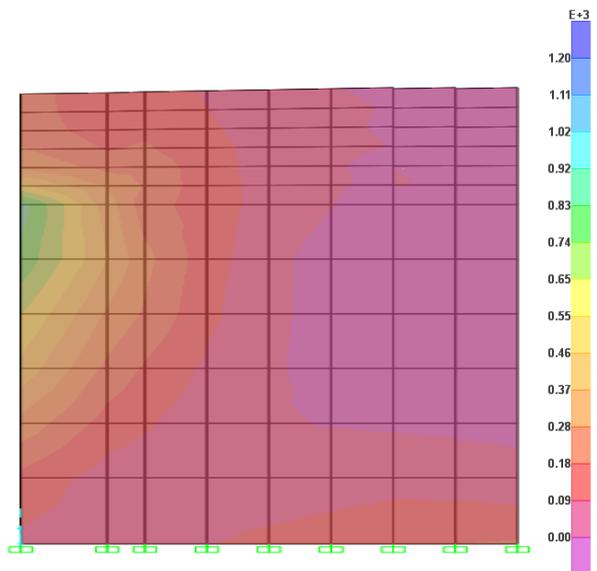
A

52 di 63

SLE



(M22 = 900 kN/m)



(M11 = 750 kN/m)

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	53 di 63

7.5.1 Verifica a flessione SLU

Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura:

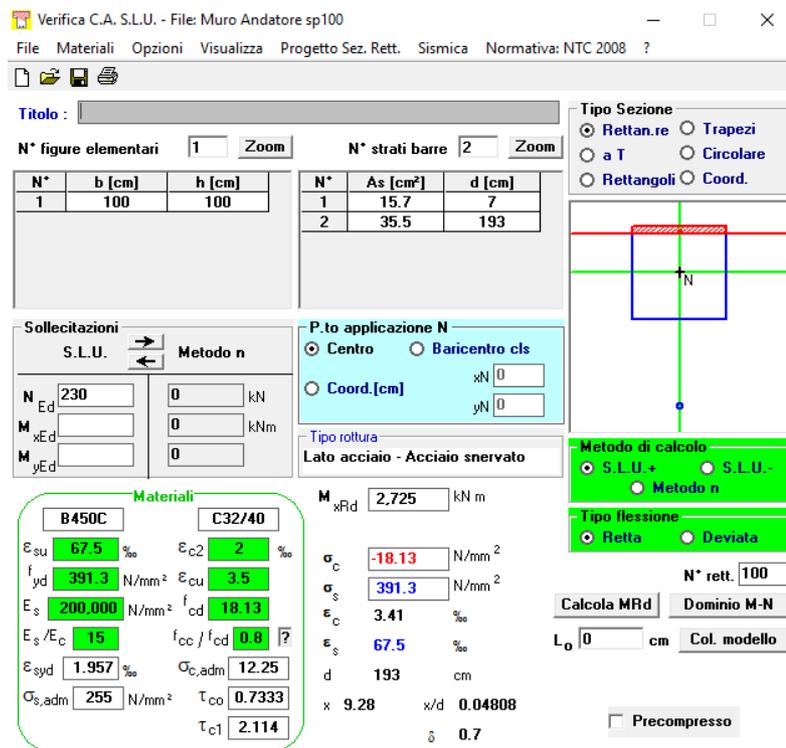
- Dimensioni BxH=(100cmx100cm) – base muro
- \varnothing 26 mm/15 cm (lato monte) \varnothing 20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 1080 kN/m

Ned = 230 kN/m

Il momento resistente della sezione vale:



The screenshot shows the software interface for structural analysis and design. The main window is titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Andatore sp100". 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	100
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.7	7
2	35.5	193
- Sollecitazioni:** S.L.U. 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 rottura:** Lato acciaio - Acciaio snervato.
- Materiali:** B450C and C32/40. Properties include 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}:** 2,725 kNm.
- Stress values:** σ_c (-18.13 N/mm²), σ_s (391.3 N/mm²), ϵ_c (3.41%), ϵ_s (67.5%).
- Other parameters:** d = 193 cm, x = 9.28, x/d = 0.04808, δ = 0.7.
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + (selected), S.L.U. -, Metodo n.
- Tipo flessione:** Retta (selected), Deviata.
- N° rett.:** 100.
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, L_o (0 cm), Col. modello, Precompresso (unchecked).

$M_{rd}(N_{ed}) = 2725 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	54 di 63

Armatura orizzontale

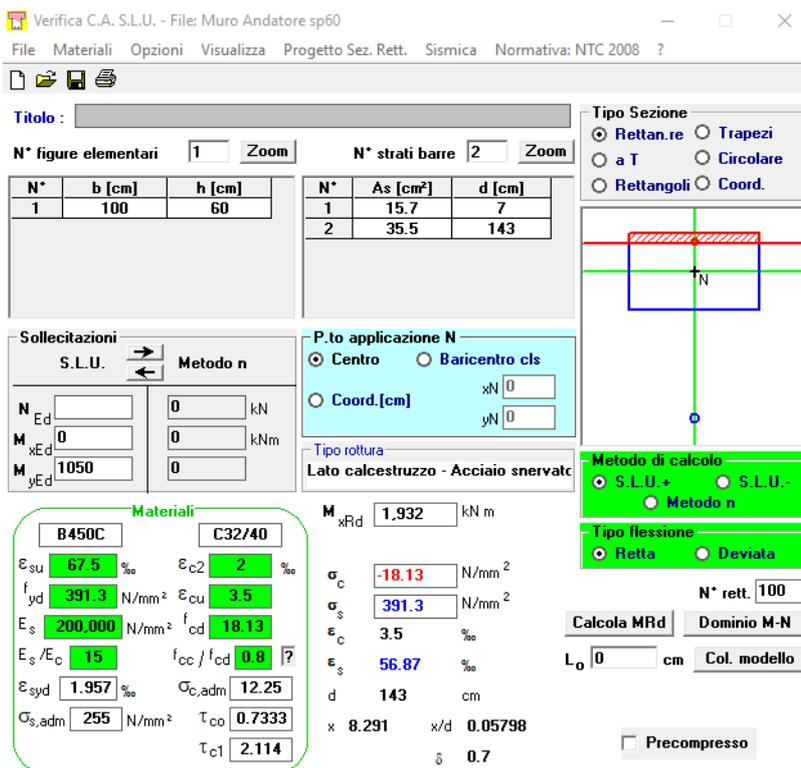
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura:

- Dimensioni BxH=(100cmx60cm) – 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 sp60

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	60	1	15.7	7
			2	35.5	143

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 1050 kNm

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

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 1,932 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 56.87 ‰
d 143 cm
x 8.291 x/d 0.05798
 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

Mrd (Ned) = 1932 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	55 di 63

7.5.2 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. 17/01/2018)			
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	600	mm
altezza utile	d	540	mm
area della sezione	A_{TOT}	540000	mm^2
diametro ferro longitudinale	ϕ	20	mm
area armatura	A	314.2	mm^2
strato		1	
passo		100	mm
n_f/strato		10	
area armatura totale	A _I	3142	mm^2
percentuale di armatura	ri	0.0058	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	s_{cp}	0.00	N/mm^2
	k	1.61	
	v_{min}	0.40	
	V_{Rd1}	276	kN
	V_{Rd2}	218	kN
taglio resistente	V_{Rd}	276	kN

$V_{rd} > V_{ed}$

Verifica soddisfatta

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	56 di 63

7.5.3 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	600 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	6.37E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm	wk	0.072 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 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		
				Sez. verificata

8 VERIFICA FONDAZIONI

8.1 Fondazioni Profonde

Per le verifiche delle fondazioni profonde della spalla in oggetto, si rimanda alla “Relazione di Calcolo – Verifiche Geotecniche Fondazioni” (elaborato IA5F01D09CLVI1303001A).

8.2 Verifica del Plinto di fondazione

8.2.1 Premessa

La verifica strutturale del plinto viene condotta a seguire impiegando un modello tirante-puntone, come quello rappresentato nella figura seguente.

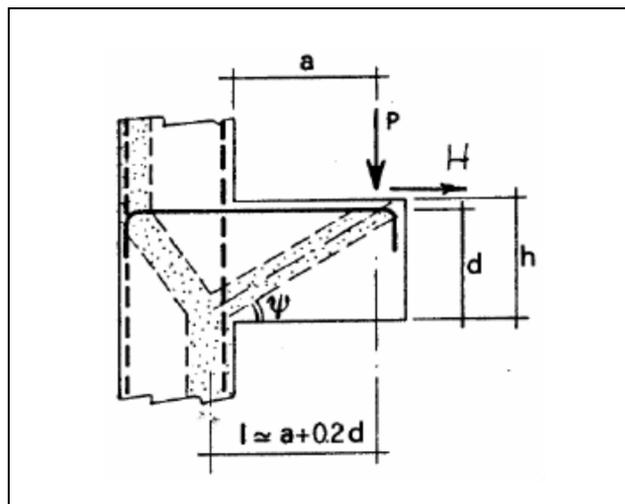


Figura 6: Meccanismo Tirante puntone della mensola tozza

Si distinguono due meccanismi di tipo tirante-puntone principali nel plinto di fondazione, descritti a seguire:

- un primo meccanismo è innescato dalle azioni trasmesse al plinto dai pali centrali e coinvolge un tirante-puntone parallelo alla direzione longitudinale. Tale meccanismo coinvolge la sola armatura longitudinale inferiore del plinto.
- un secondo meccanismo coinvolge i pali di spigolo ed innesca un tirante-puntone con direzione diagonale, dal centro del plinto al palo di spigolo, individuata da un angolo α misurato rispetto alla direzione trasversale. Tale meccanismo coinvolge sia l’armatura longitudinale inferiore del plinto che l’armatura trasversale, pertanto, ai fini delle verifiche del tirante di armatura e della biella di

calcestruzzo, si considera composto dalla somma vettoriale di due meccanismi ortogonali disaccoppiati.

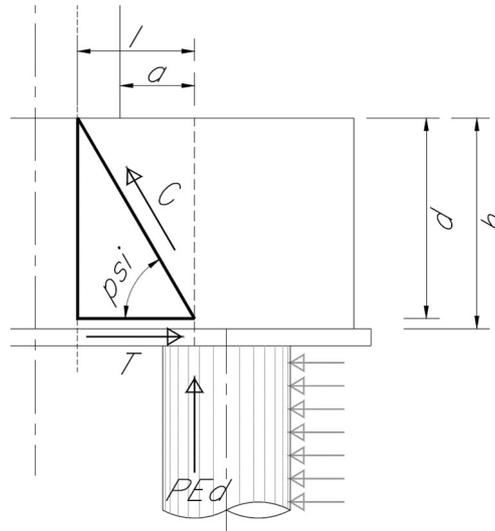


Figura 7: Schema - Biella compressa di calcestruzzo C e tirante di armatura T

La forza di taglio di calcolo H_{Ed} agente alla testa del palo si trascura in via conservativa, in quanto il suo effetto ridurrebbe la trazione nel tirante inferiore d'armatura, essendo tale azione di taglio indotta dalla reazione del terreno.

Ai fini delle successive verifiche, le azioni concentrate P_{Ed} [kN] trasmesse dai pali al plinto sono assunte pari alle forze assiali agenti in testa al palo N_{max} [kN], ridotte della quota parte spettante ad ogni palo del peso del plinto P_{pl} [kN] e del peso del rinterro P_{terr} [kN] presente all'estradosso del plinto:

$$P_{Ed} = N_{max} - (P_{pl} + P_{terr}) / n_{pali}$$

La larghezza della sezione resistente del tirante di armatura e della biella compressa (B_{eff} = larghezza efficace) viene assunta pari a:

- per i pali centrali all'interasse pali i ($B_{eff} = i = 3 \text{ diam}$);
- per i pali di bordo a metà interasse pali i più la distanza dal bordo d_b ($B_{eff} = i / 2 + d_b = 2.5 \text{ diam}$).

L'altezza della sezione della biella compressa viene assunta pari a:

$$h_c = 0.4 d c / (1 + \lambda^2); \text{ (si assume } c = 1 \text{)}$$

in conformità a quanto riportato in §C4.1.2.1.5 [2].

8.2.2 Verifica del Plinto

Il plinto presenta un'altezza 2.0 m ed una base di lunghezza di 16,4 m in direzione trasversale (dir.y), 16,4 m in direzione longitudinale (dir.x). Sono stati armati considerando il palo più sollecitato ed il meccanismo tirante-puntone più gravoso, in questo caso entrambi sullo spigolo.

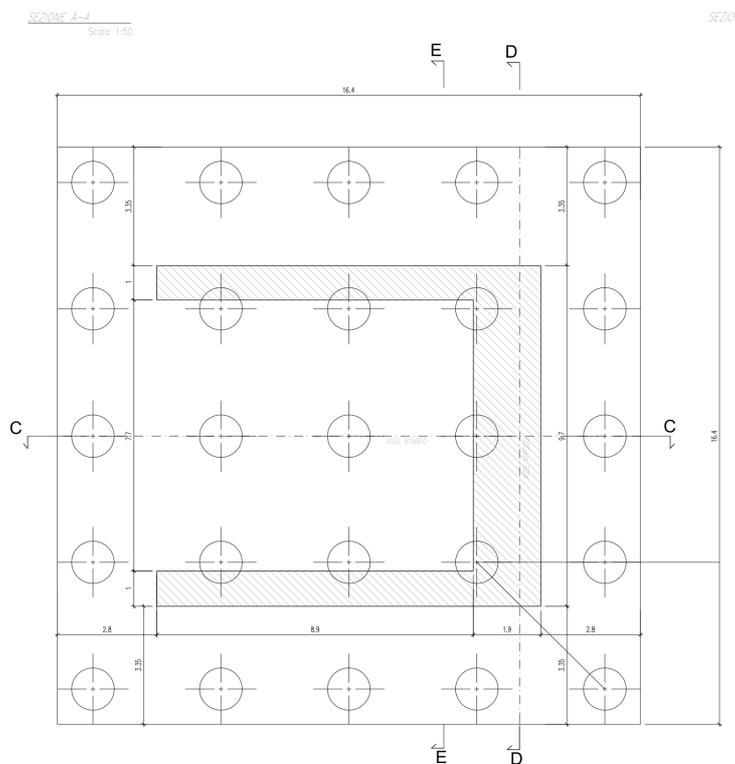


Figura 8: Sezione Tipo plinto di fondazione

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IA5F

01

D09CL

VI1304001

A

60 di 63

- **Verifica Tirante-Puntone**

La sezione è stata armata considerando un meccanismo tirante puntone con le seguenti caratteristiche geometriche:

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, Acciaio.		
a	3.5	m
h	2.0	m
l	3.9	m
ψ	24	°

Il tirante d'armatura impiegato nelle verifiche è descritto nella tabella seguente.

	Armatura inferiore di verifica		Armatura superiore di verifica		
	Zona laterale		Zona laterale		
	dir. Long.	dir. Trasv.	dir. Long.	dir. Trasv.	
$\varnothing_{\text{barre}}$	2.60	2.60	2.20	2.20	[cm]
i_{barre}	0.10	0.10	0.20	0.20	[m]
n_{strati}	2.00	2.00	2.00	2.00	
$n_{\text{barre/metro}}$	20	20	10	10	

Con un totale di percentuale di armatura in tutte e due le direzioni pari a 0.72%.

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	61 di 63

Mentre, il puntone di cls presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, CLS.		
Bc	3.00	m
hc	0.6	m
Ac	1.77	m ²

Di seguito, le verifiche effettuate per il dimensionamento dell'Armatura inferiore considerando il valore di sforzo normale massimo.

Comb	<i>PEd</i> (KN)	$\sigma_{long.}$ (MPa)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)	<i>f_{yd}</i> (MPa)	ρ_s (-)	σ_c (MPa)	<i>f_{cd}'</i> (MPa)	ρ_c (-)
SLU	2256	126	126	391	0.32	3.5	8.23	0.43
SLV	2806	138	138	391	0.35	3.9	8.23	0.41

Le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito, le verifiche effettuate per il dimensionamento dell'Armatura Superiore considerando il valore di sforzo normale massimo nella direzione opposta.

Comb	<i>PEd</i> (KN)	$\sigma_{long.}$ (MPa)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)	<i>f_{yd}</i> (MPa)	ρ_s (-)	σ_c (MPa)	<i>f_{cd}'</i> (MPa)	ρ_c (-)
------	--------------------	---------------------------	----------------------------	--------------------------------	-----------------	---------------------	---------------------------------	-----------------

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	62 di 63

SLV	-1339	205	259	391	0.66	3.0	8.23	0.37
------------	-------	-----	-----	-----	-------------	-----	------	-------------

- **Verifica Fessurazione**

Nella combinazione SLE più sfavorevole, la sezione inferiore risulta avere le seguenti tensioni al I stadio:

Combinazioni	<i>PEd</i> (KN)	<i>σ_{long.}</i> (MPa)	<i>σ_{Trasv.}</i> (MPa)	<i>σ_{ct}</i> (MPa)
SLE	1690	83	83	2.3

Essendo la tensione massima di trazione del calcestruzzo minore del limite di apertura delle fessure ($f_{ctm}/1.2 = 2.5$ Mpa, cls C30) non è necessario procedere alla verifica dell'ampiezza delle fessure.

VI13 – Nuovo Basento

Relazione di calcolo - SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D09CL	VI1304001	A	63 di 63

9 INCIDENZA ARMATURE

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