

Nuova S.S.195 "Sulcitana" Tratto Cagliari - Pula
Collegamento con la S.S.130 e aeroporto di Cagliari Elmas
Opera Connessa Nord

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: RTI GPI-IRD-SAIM-HYPRO

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICHE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Paolo Orsini</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 13817</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p> <p><i>Ing. Vincenzo Secreti</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Crotone n. 412</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE (Mandatario)</p> <p>GPI INGEGNERIA</p> <p>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>IRD IRD ENGINEERING</p> <p>(Mandante)</p> <p>SAIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>(Mandante)</p> <p>HYpro srl</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Michele Coghe</i></p>	<p>Stampa circolare professionale di Ambrogio Signorelli, Ordine Ingegneri Roma n. A35111, settore a-b-c.</p>

OPERE D'ARTE MAGGIORI
 PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA – CASIC RAMO A
 RELAZIONE DI CALCOLO – Sottostrutture

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. ANNO</p> <p>DPCA0150 D 23</p>	<p>NOME FILE</p> <p style="text-align: center;">P00VI04STRRE02_A</p> <p>CODICE ELAB. P 0 0 V I 0 4 S T R R E 0 2</p>	<p>REVISIONE</p> <p style="text-align: center;">A</p>	<p>SCALA</p> <p style="text-align: center;">-</p>
D			
C			
B			
A	Emissione	Giugno '23	Toreno
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDDATTO
			VERIFICATO
			APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. DESCRIZIONE OPERA.....	4
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	10
4. MATERIALI.....	11
5. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA.....	13
6. ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO.....	14
6.1. PROGRAMMA DI CALCOLO.....	14
7. CARICHI DI PROGETTO.....	16
7.1. ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO.....	16
7.2. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA.....	16
7.2.1. Carichi permanenti.....	16
7.2.2. Ritiro e viscosità del calcestruzzo.....	16
7.2.3. Azioni dei carichi variabili.....	16
7.2.4. Effetto dinamico dei carichi mobili.....	16
7.2.5. Ritiro e viscosità del calcestruzzo.....	16
7.2.6. Azioni del vento.....	17
8. ANALISI DEI CARICHI.....	18
8.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1).....	18
8.1. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2).....	18
8.2. EFFETTO DEL RITIRO DEL CALCESTRUZZO (ϵ_2).....	19
8.3. CEDIMENTI VINCOLARI (ϵ_4).....	20
8.4. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1).....	21
8.5. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q3).....	24
8.6. AZIONE CENTRIFUGA (Q4).....	24
8.7. AZIONE DEL VENTO (Q5).....	25
8.8. VARIAZIONI TERMICHE (Q7).....	28
8.8.1. Variazione termica uniforme (stagionale).....	28
8.8.2. Variazione termica differenziale (giornaliera).....	31
8.9. AZIONE SISMICA (E).....	31
8.10. CARICHI SU SPALLE.....	35
8.10.1. Peso proprio delle spalle.....	35
8.10.2. Peso e spinta del terreno di riempimento.....	35

PROGETTAZIONE ATI:

8.10.3.	Carichi da traffico a tergo delle spalle.....	35
8.10.4.	Spinta di Wood.....	35
9.	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	36
9.1.	METODOLOGIA DI ANALISI.....	38
9.1.1.	Analisi in condizioni Non-Sismiche.....	38
9.1.2.	Analisi Sismica.....	38
10.	MODELLAZIONE.....	39
10.1.	GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO.....	39
10.2.	VINCOLI.....	41
10.2.1.	Vincoli esterni.....	41
10.2.2.	Vincoli interni.....	41
10.3.	CARICHI E MASSE.....	41
10.3.1.	Carichi sull'impalcato.....	41
10.3.2.	Carichi sulle spalle.....	41
10.3.3.	Masse sismiche.....	44
10.3.4.	Spettri di progetto.....	44
11.	RISULTATI ANALISI DINAMICA.....	45
12.	VERIFICA DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE.....	52
12.1.	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI AGLI SLU.....	52
12.1.1.	Muri frontali.....	52
12.1.1.	Muri andatori.....	56
12.1.2.	Paraghiaia.....	59
12.2.	VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI SLU.....	63
12.2.1.	Muro frontale.....	63
12.2.2.	Muro andatore.....	65
12.2.3.	Paraghiaia.....	67
12.3.	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI AGLI SLE.....	71
12.3.1.	Muri frontali.....	71
12.3.1.	Muri andatori.....	73
12.3.1.	Paraghiaia.....	76
12.4.	VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI SLE.....	78
12.4.1.	Muro frontale.....	80
12.4.2.	Muro andatore.....	84
12.4.3.	Paraghiaia.....	88

PROGETTAZIONE ATI:

13. VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	92
13.1. VERIFICHE STRUTTURALI.....	93
13.1.1. Platea.....	93
13.1.2. Pali.....	99

1. PREMESSA

La presente relazione di progetto definitivo è inerente al calcolo e alle verifiche delle sottostrutture del ponte su canale Imboi in corrispondenza del ramo A dello svincolo Capoterra - Casic che ricade tra le opere previste nella realizzazione della SS 195 "Sulcitana" e, in particolare, dell'Opera connessa Nord, costituita dal tronco "Nuovo svincolo Casic – Dorsale Consortile" (km 10+200) – punto intermedio del tronco 106-107 (km 5+216) località Santu Inesu.

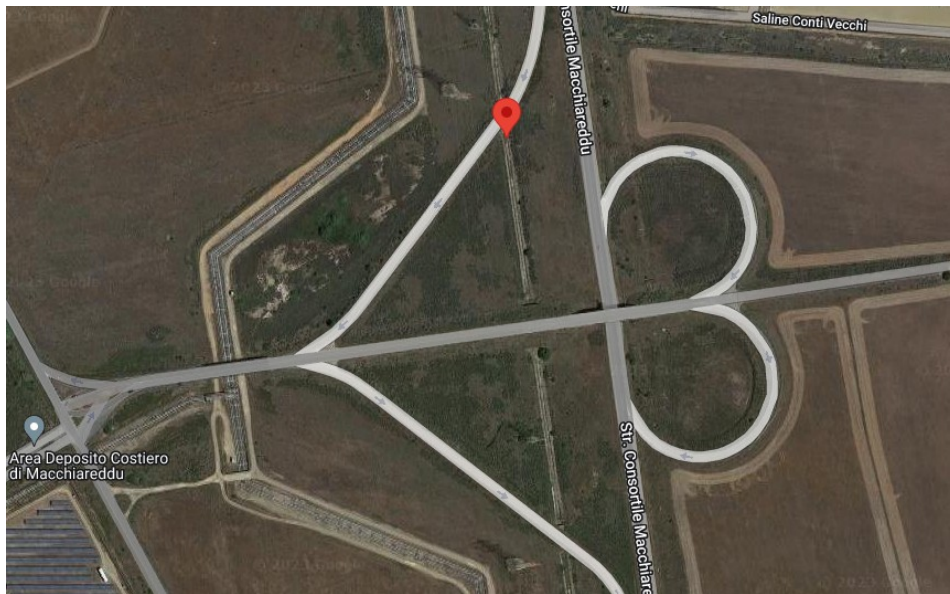


Figura 1.1: Ubicazione dell'opera

2. DESCRIZIONE OPERA

Il nuovo ponte è posto alle coordinate (WGS84) Latitudine 39.20906, Longitudine 9.00180 e presenta un'unica campata con impalcato in c.a.p. avente luce pari a 25.5 m.

L'opera è composta da un'unica carreggiata su un impalcato con larghezza variabile da 7.65 m a 9.47 m con cordoli di 0,75m. L'altezza dei cordoli è di 15cm. L'interasse superiore fra le travi e gli sbalzi esterni presentano lunghezze variabili (si veda immagine di seguito riportata).

L'impalcato è composto da 3 travi in c.a.p. pretese (a fili aderenti), traversi in c.a. in corrispondenza degli appoggi e soletta gettata in opera. La soletta è formata da predalle prefabbricate di spessore pari a 5.0 cm sulle quali viene effettuato un getto in opera di spessore pari a 20.0 cm; lo spessore totale della soletta è quindi pari a 25.0 cm.

L'arredo stradale è composto da una pavimentazione di spessore medio pari a 11 cm, due velette in c.a. e barriere in acciaio montate sui cordoli.

Le due spalle sono della tipologia di muro a mensola in c.a. composto da muro frontale e paraghiaia e muri andatori.

Le fondazioni delle spalle sono indirette con platea su pali aventi diametro ϕ 1000.

PROGETTAZIONE ATI:

Le sezioni della carreggiata sono riportate nelle figure seguenti:

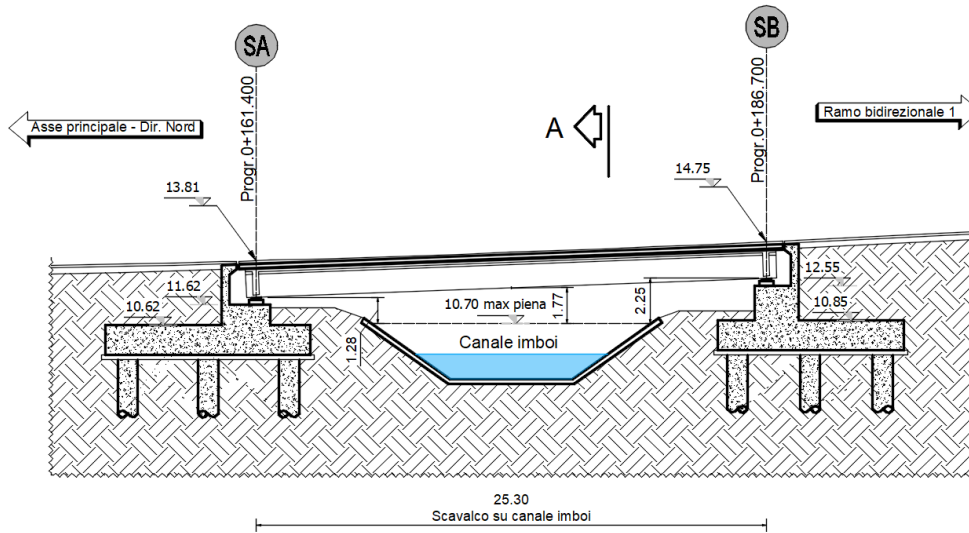


Figura 2.2: Prospetto dell'opera

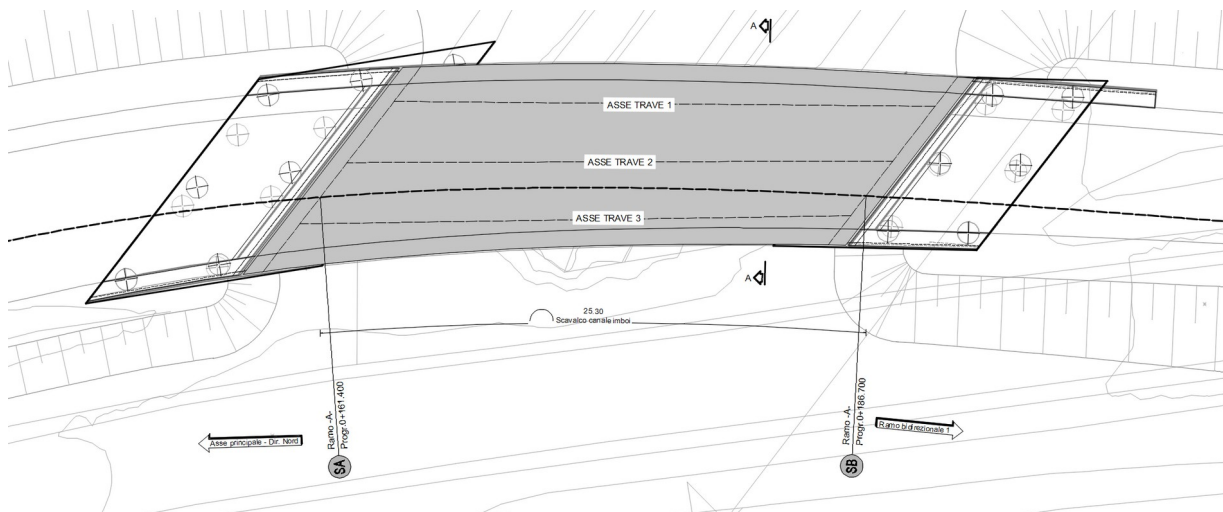


Figura 2.3: Vista in pianta

PROGETTAZIONE ATI:

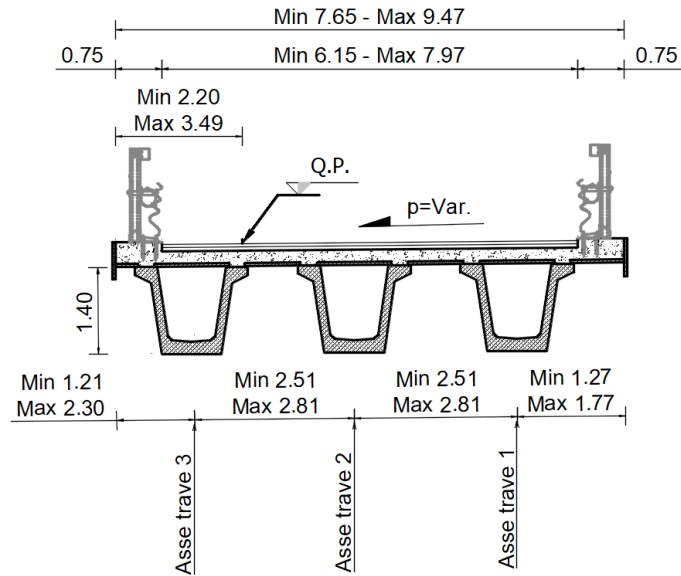


Figura 2.4: Sezione dell'impalcato

Il sistema di vincolo è realizzato mediante l'impiego di appoggi a disco elastomerico confinato di tipo fisso e di tipo scorrevole uni-direzionale e/o multi-direzionale. Il layout degli appoggi è stato definito in modo da rendere l'impalcato isostatico evitando la nascita di coazioni per effetto delle dilatazioni termiche.

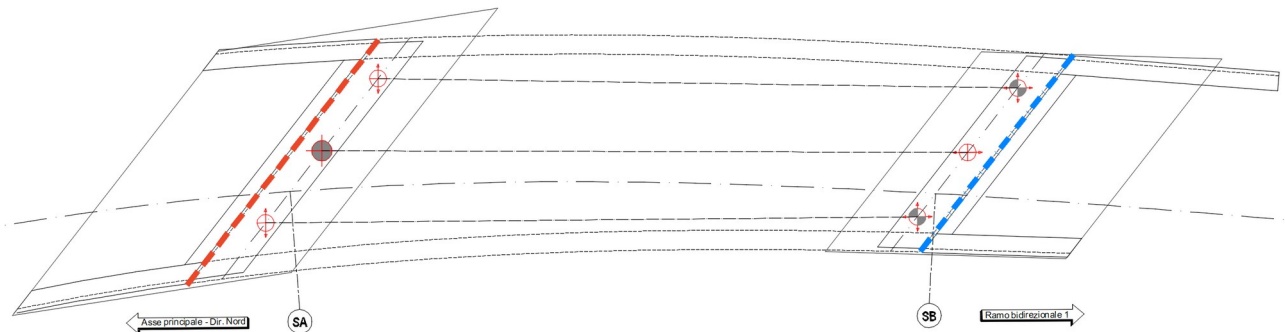


Figura 2.5: Schema di vincolo

È prevista la realizzazione di due spalle in calcestruzzo armato composte da un muro frontale, un muro paraghiaia, due muri andatori. Le due spalle sono della tipologia di muro a mensola in c.a. composto da muro frontale e paraghiaia e muri andatori. Entrambe sono fondate su platee su pali.

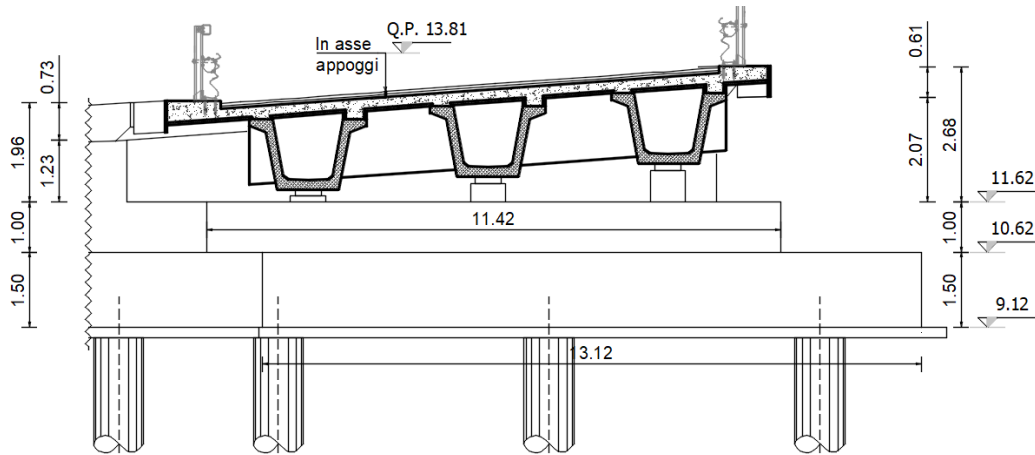


Figura 2.6: Prospetto spalla "SA" lato Asse Principale Direzione Nord

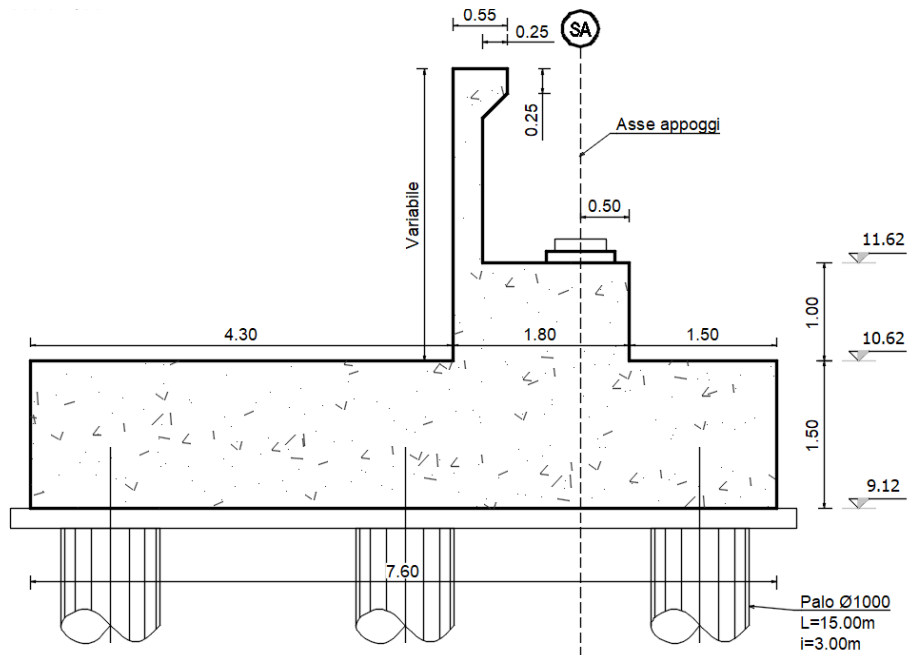


Figura 2.7: Profilo spalla "SA" lato Asse Principale Direzione Nord

PROGETTAZIONE ATI:

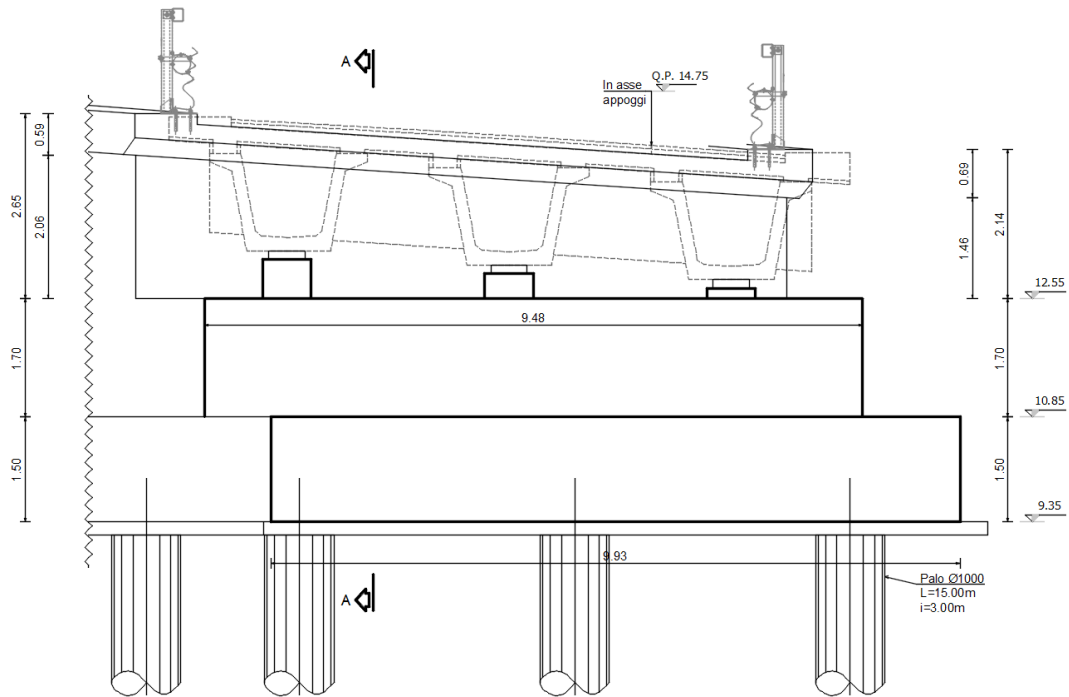


Figura 2.8: Prospetto spalla "SB" lato Ramo Bidirezionale 1

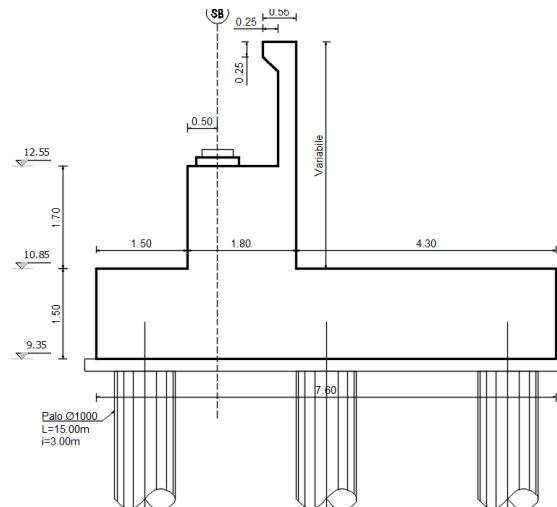


Figura 2.9: Profilo spalla "SB" lato Ramo Bidirezionale 1

Gli spessori degli elementi sono tali da soddisfare le verifiche riportate nei capitoli successivi. In particolare per la spalla SA si prevede un muro frontale di spessore di 1.8m e una lunghezza di 9.15m; per la spalla SB si prevede un muro frontale di spessore 1.8m e una lunghezza di 8.65m. I due muri andatori hanno uno spessore di 0.60m.

La platea al di sotto della spalla SA ha una dimensione in pianta di 11x13.1 m circa, formando angoli di 151°, 48°.

La platea al di sotto della spalla SB ha una dimensione in pianta di 9.9x9.4 m circa, formando angoli di 140° e 59°.

PROGETTAZIONE ATI:

Entrambe le platee hanno uno spessore di 1.5m. Al di sotto di ciascuna di esse sono disposte 3 file di 3 pali con interasse di 3.9m e 3.7m nelle due direzioni. Ciascun palo ha un diametro di 1.00m

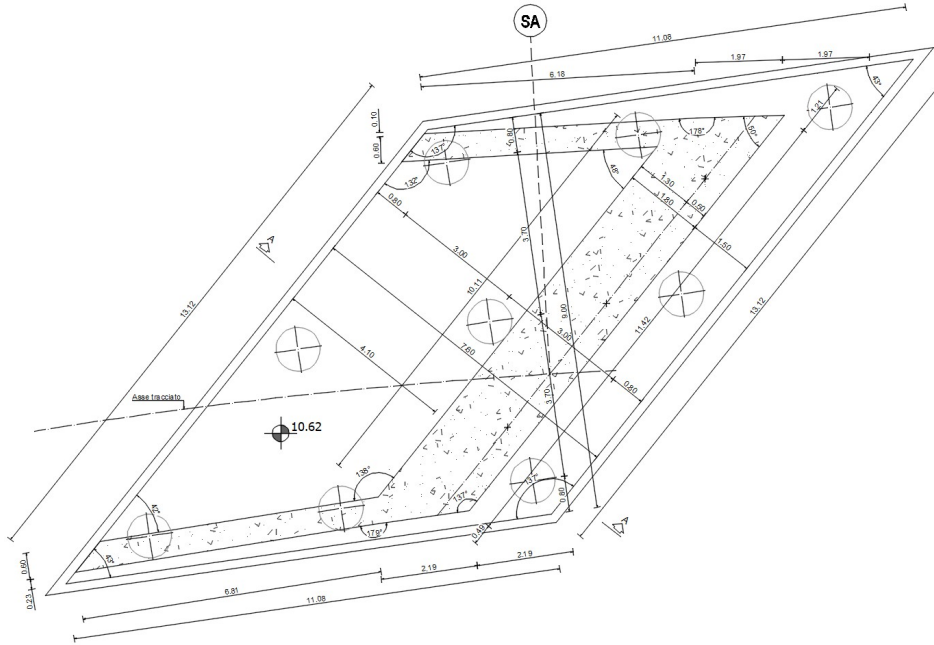


Figura 2.10: platee su pali – spalla "SA" lato Asse Principale Direzione Nord

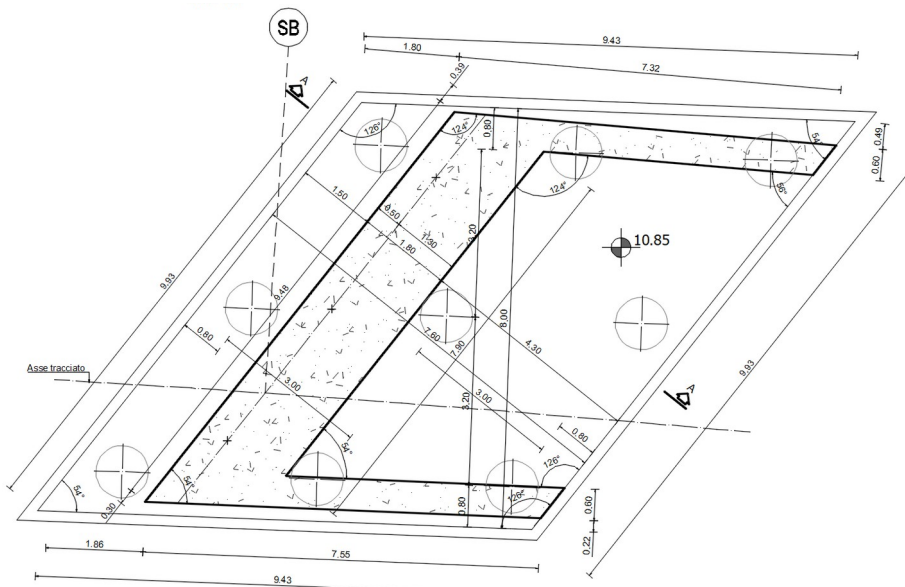


Figura 2.11: platee su pali – spalla "SB" lato Ramo Bidirezionale 1

PROGETTAZIONE ATI:

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto e la verifica delle strutture sono stati svolti nel rispetto delle seguenti norme:

- D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".
- Circolare n° 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018.
- D.M. 31.07.2012 - Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.
- UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4 - "Azioni in generale - Azioni del vento" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5 - "Azioni in generale - Azioni termiche" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1 - "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1993-1-5 (2006). EUROCODICE 3 Part 1-5 – "Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1993-1-5 (2006). EUROCODICE 3 Part 1-8 – "Progettazione dei collegamenti";
- UNI EN 1993-1-5 (2006). EUROCODICE 3 Part 1-9 – "Fatica";
- UNI EN 1993-2: 2006 – EUROCODICE 3 Parte 2: "Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio";
- UNI EN 1994-2: (2005) – EUROCODICE 4 Parte 2: "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti";
- UNI EN 1998-1:2005. EUROCODICE 8. Parte 1: "Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-2:2009. EUROCODICE 8. Parte 2: "Ponti"

PROGETTAZIONE ATI:

4. MATERIALI

Al fine delle verifiche strutturali verranno utilizzati i parametri relativi ai materiali di seguito indicati:

Calcestruzzo pali e fondazioni

$$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}; (C35/45)$$

$$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{cm}^{2/3} = 3.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49 \text{ MPa}$$

S4

XC2+XS2

32 mm

0.45

360 kg/m³

55 mm

75 mm

resistenza cilindrica caratteristica
resistenza di calcolo
resistenza media cilindrica
resistenza media a trazione assiale
resistenza a trazione
resistenza media a trazione per flessione
resistenza a trazione di calcolo
modulo elastico istantaneo
Classe di consistenza Slump
Classe di esposizione
Dimensione Max aggregati
Rapporto Max A/C
Contenuto Min. cemento
Copriferro (fondazioni)
Copriferro (pali)

Calcestruzzo elevazioni sottostrutture

$$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}; (C35/45)$$

$$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{cm}^{2/3} = 3.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49 \text{ MPa}$$

S4

XC4+XS1

32 mm

0.5

340 kg/m³

50 mm

resistenza cilindrica caratteristica
resistenza di calcolo
resistenza media cilindrica
resistenza media a trazione assiale
resistenza a trazione
resistenza media a trazione per flessione
resistenza a trazione di calcolo
modulo elastico istantaneo
Classe di consistenza Slump
Classe di esposizione
Dimensione Max aggregati
Rapporto Max A/C
Contenuto Min. cemento
Copriferro

PROGETTAZIONE ATI:

Calcestruzzo baggioli

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45)

$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa

$f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa

$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa

$f_{ctm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa

S4

XC4+XS1

16 mm

0.45

340 kg/m³

45 mm

resistenza cilindrica caratteristica

resistenza di calcolo

resistenza media cilindrica

resistenza media a trazione assiale

resistenza a trazione

resistenza media a trazione per flessione

resistenza a trazione di calcolo

modulo elastico istantaneo

Classe di consistenza Slump

Classe di esposizione

Dimensione Max aggregati

Rapporto Max A/C

Contenuto Min. cemento

Copriferro

Acciaio in barre ad aderenza migliorata

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, pertanto nei calcoli statici saranno assunti i seguenti parametri:

$f_{yk} = 450$ MPa

$f_{tk} = 540$ MPa

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ MPa

$E_s = 210000$ MPa

$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 1.863$ ‰

$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k = 7.5$ ‰

$\epsilon_{ud} = 0.9 \times \epsilon_{uk} = 6.75$ ‰

$\gamma_s = 78.5$ kN/mc

tensione caratteristica di snervamento

tensione caratteristica di rottura

tensione di calcolo

modulo elastico

deformazione di snervamento ultima

deformazione uniforme caratteristica

deformazione uniforme ultima

peso per unità di volume

5. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato considerando le azioni sui ponti stradali secondo quanto indicato al paragrafo 5.1.3. del D.M. 17/01/2018.

Le verifiche delle sezioni in c.a. sono state condotte sulla base delle prescrizioni contenute nel D.M. 17/01/2018. Per le resistenze dei materiali in condizioni ultime si fa riferimento ad i valori riportati in precedenza.

Stato Limite di esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60f_{ck}$
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45f_{ck}$
Tensione massima di trazione dell'acciaio	$\sigma_s < 0.80f_{yk}$

Stati limite di fessurazione

Le classi di esposizione dei vari calcestruzzi sono indicate nelle tabelle materiali inserite sugli elaborati grafici.

In base a tali classi le condizioni ambientali rientrano in una delle seguenti tre categorie:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Lo stato limite di fessurazione viene determinato attraverso la seguente tabella:

Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
		Sensibile		Poco sensibile	
		Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
	quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Con:

$$W_1 = 0.2\text{mm}$$

$$W_2 = 0.3\text{mm}$$

$$W_3 = 0.4\text{mm}$$

La verifica a fessurazione è soddisfatta se $w_d = 1,7 w_m = 1,7 (\epsilon_{sm} \Delta_{sm}) < (W_1, W_2, W_3)$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura; a tal scopo si veda C4.1.2.2.4.6., Tab C4.1.II e Tab C4.1.III.

PROGETTAZIONE ATI:

6. ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO

6.1. PROGRAMMA DI CALCOLO

In base a quanto esposto al paragrafo precedente, pper una corretta analisi dell'impalcato è stato necessario implementare due diversi modelli di calcolo.

L'analisi della struttura è stata eseguita impiegando il software di calcolo automatico Sap2000 della Computers and Structures, Inc.

Nel seguito si riportano le caratteristiche generali del codice di calcolo utilizzato, nonché i dati generali sul modello realizzato comprensivi di numerazione di nodi ed aste.

Le unità di misura, ove non espressamente indicate, sono le seguenti:

lunghezze:	m
forze:	kN
coppie:	kN-m
temperature:	°C
tempo:	sec

Una descrizione completa ed esauriente del programma, con il campo di applicazione, le informazioni sui fondamenti teorici e sui metodi di calcolo numerico usati possono essere consultati nella guida in linea del codice di calcolo.

In sintesi, si riportano gli elementi di valutazione del codice forniti dal distributore del programma, necessari alla formulazione del grado di affidabilità del codice richiesto al progettista utilizzatore, secondo quanto prescritto dalla CNR-10024/'86 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

I modelli numerici fanno riferimento ad un comportamento generale spaziale o piano a seconda dei gradi di libertà imposti ai nodi della struttura.

Ogni modello è riferito ad uno spazio fisso individuato da un sistema di riferimento globale nel quale sono da leggersi le coordinate di tutti i nodi della struttura.

Per ogni singola asta è poi considerato un sistema di riferimento locale, che assume l'asse "1" dell'asta orientato dal "primo nodo" (nodo I) al "secondo nodo" (nodo J) (essendo tali i nodi di definizione dell'asta. L'asse "3" viene definito (per direzione e verso) per ogni asta nella dichiarazione dei nodi della stessa e il suo significato fisico rispetto alla terna locale e indicato in figura. L'asse "2" (con il verso opportuno) completa la terna locale definita secondo la "regola della mano destra"

Il programma SAP presenta i chiari capitoli d'ingresso dati che vengono di seguito indicati:

JOINTS Specifica le coordinate dei nodi del modello. È da precisare come sia possibile fare uso di subroutines di generazione automatica.

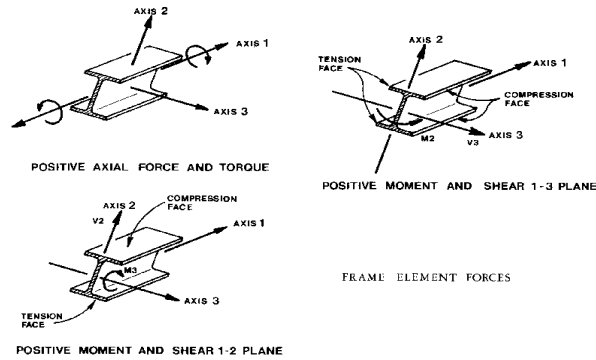
RESTRAINTS Specifica i gradi di libertà inattivi dei nodi del modello (0 = attivo, 1 = inattivo).

SPRINGS Specifica le caratteristiche di elasticità dei supporti se non considerati vincoli rigidi.

FRAME Specifica le caratteristiche meccaniche di ogni asta ed i carichi ripartiti o concentrati lungo le stesse. Specifica inoltre le aste che costituiscono la struttura, assegnando ad ognuna il nodo di inizio (start) e di fine (end) nonché gli altri dati necessari ai fini della individuazione del sistema di riferimento locale. È da precisare come sia possibile fare uso di subroutines di generazione automatica.

LOADS Specifica i carichi concentrati nei nodi della struttura.

PROGETTAZIONE ATI:



Le travi principali sono state modellate con elementi di tipo frame. Le sezioni assegnate alle travi sono quelle relative alla sola sezione di calcestruzzo o alla composta con soletta collaborante e omogeneizzata tenendo conto dei diversi coefficienti di omogeneizzazione in base ai vari tipi di carico (di breve o lunga durata), in base alla fase di calcolo in esame.

7. CARICHI DI PROGETTO

7.1. ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

L'impalcato è sottoposto alle azioni indotte da:

- g_1 peso proprio delle strutture: acciaio-cl.s. di soletta
- g_2 carichi permanenti portati: pavimentazione, velette, guardrail, marciapiedi e parapetto
- ε_2 ritiro del calcestruzzo
- ε_3 effetti viscosi del calcestruzzo
- ε_4 cedimenti vincolari
- q_1 carichi mobili
- q_2 effetto dinamico dei carichi mobili
- q_3 azione di frenamento
- q_5 azione del vento
- q_7 azioni della temperatura
- q_8 azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti.

7.2. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA

7.2.1. CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali

7.2.2. RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti ai §11.2.10.6 e §11.2.10.7 delle NTC2018.

7.2.3. AZIONI DEI CARICHI VARIABILI

I carichi accidentali agenti sull'impalcato sono definiti dalle NTC 2018 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della valutazione della resistenza e stabilità degli elementi dell'impalcato (travi, soletta, traversi).

7.2.4. EFFETTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI

Il coefficiente di incremento dinamico addizionale da applicare alle azioni indotte dai carichi mobili è valutato secondo NTC 2018: per l'analisi globale dell'impalcato e nell'ipotesi di pavimentazione di media rugosità si assume $q_2 = 1$; effetti locali in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta che possono richiedere l'adozione di coefficienti superiori all'unità verranno eventualmente analizzati in sede di verifica della soletta.

7.2.5. RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO

Le azioni indotte da queste azioni e dall'interazione tra esse sono valutate secondo le più recenti indicazioni contenute nella norma EC4 (vedere verifica delle sezioni) e nella bibliografia specialistica.

7.2.6. AZIONI DEL VENTO

Le azioni del vento sono valutate calcolando la pressione cinetica di riferimento q_{ref} secondo le indicazioni contenute nelle NTC 2018, da applicarsi alla sagoma trasversale del ponte a ponte scarico ed a ponte carico tenendo conto dell'ingombro dei carichi accidentali presenti.

PROGETTAZIONE ATI:

8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)

Si riportano in forma tabellare i valori dei carichi elementari.

elemento	Calcolo peso	P [kN/m]
3 travi	3 x 25 x 0.634	47.6
Totale G1travi		47.6

elemento	Calcolo peso	P [kN/m]
soletta + predalles	25 x (0.25 x 8.56)	53.5
Totale G1soletta		53.5

elemento	Calcolo peso	P [kN]
2 x Traversi in appoggio	25 x 0.3 x (8.71+7.13)	118.8
Totale G1traversi		118.8

8.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

I valori unitari caratteristici dell'impalcato sono riassunti nella seguente tabella.

elemento	dimensioni	P [kN/m]
Cordolo sinistro	25.0 x (0.75 x 0.20)	3.83
Barriera sx	-	1.5
Pavimentazione	24.0 x (0.11 x 7.06)	25.4
Barriera dx+ idraulica	-	2.0
Velette	2 x 1.0	2.0
Cordolo destro	25.0 x (0.75 x 0.20)	3.83
Totale G2		38.6

Si considera una ripartizione sulle 3 travi d'impalcato in base ad un'analisi trasversale:

carico	Tr1	Tr2	Tr3
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
G ₁	38.05	25.0	38.05

PROGETTAZIONE ATI:

G ₂	15.3	8.0	15.3
----------------	------	-----	------

8.3. EFFETTO DEL RITIRO DEL CALCESTRUZZO (ε₂)

Si riporta di seguito il ritiro a tempo infinito per la soletta.

Calcolo della Deformazione per ritiro		
R _{ck} =	45.0 MPa	Resistenza cubica caratteristica
f _{ck} =	37.4 MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
E _{c,m} =	34625 MPa	Modulo elastico del cls
A _c =	2150000 mm ²	Area della sezione in cls
u =	9200 mm	Perimetro della sezione in cls esposto all'aria
h ₀ =	467.4 mm	dimensione fittizia h ₀ = 2A _c /u
k _h =	0.71	parametro funzione di h ₀ secondo la Tab. 11.2.Vb
RH =	60 %	Umidità Relativa ambientale
Deformazione per ritiro a tempo infinito		
β _{RH} =	1.22	coefficiente dipendente dall'umidità relativa
f _{cm} =	45.4 MPa	resistenza media cilindrica a compressione
f _{cm0} =	10.0 MPa	
Classe:	N	Classe del cemento (UNI EN 1992-1)
α _{ds1} =	4.00	coefficiente dipendente dal tipo di cemento
α _{ds2} =	0.12	coefficiente dipendente dal tipo di cemento
ε _{cd,0} =	-0.396 ‰	Deformazione da ritiro per essiccamento
ε _{cd} =	-0.280 ‰	Valore medio a t=∞ della deformazione per ritiro da essiccamento
ε _{ca} =	-0.068 ‰	Valore medio a t=∞ della deformazione per ritiro autogeno
ε _{cs} =	-0.349 ‰	Valore medio a t=∞ della deformazione per ritiro (totale)

Il ritiro che deve ancora scontare la trave all'atto del getto della soletta è pari a: ε_{rit,tr} = 0.318 ‰ (si veda il calcolo delle cadute di tensione delle travi nello specifico capitolo).

A seguire si calcolano le sollecitazioni dovute al ritiro differenziale trave-soletta:

Δε (t _∞ , t ₀) =	-0.349	-	-0.318	=	-0.030 ‰
	E =	34625	MPa		
	φ =	2.194			
	E _{t∞} = E / (1+φ) =	10842.2	MPa		
	σ _{rit} = E _{t∞} × Δε =	-0.328	MPa		
A _{sol} =	2150000	mm			
N _{rit} =	-705.7	kN			
e =	0.520	m			
M _{rit} =	-366.9	kNm			
n° travi	3				
N _{rit} =	-235.2	kN	Ritiro sulle singole travi		
M _{rit} =	-122.3	kNm			

8.4. CEDIMENTI VINCOLARI (ε₄)

Lo schema vincolare del nuovo impalcato è tale da rendere trascurabile l'effetto dei cedimenti vincolari delle sottostrutture (schema a trave appoggiata).

PROGETTAZIONE ATI:

8.5. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)

I carichi mobili agenti sull'impalcato sono definiti al § 5.1.3.3 del D.M. 17.01.2018 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della verifica delle sottostrutture e degli apparecchi di appoggio. Si fa riferimento allo Schema di Carico 1 (Figura 8.12) per le verifiche globali.

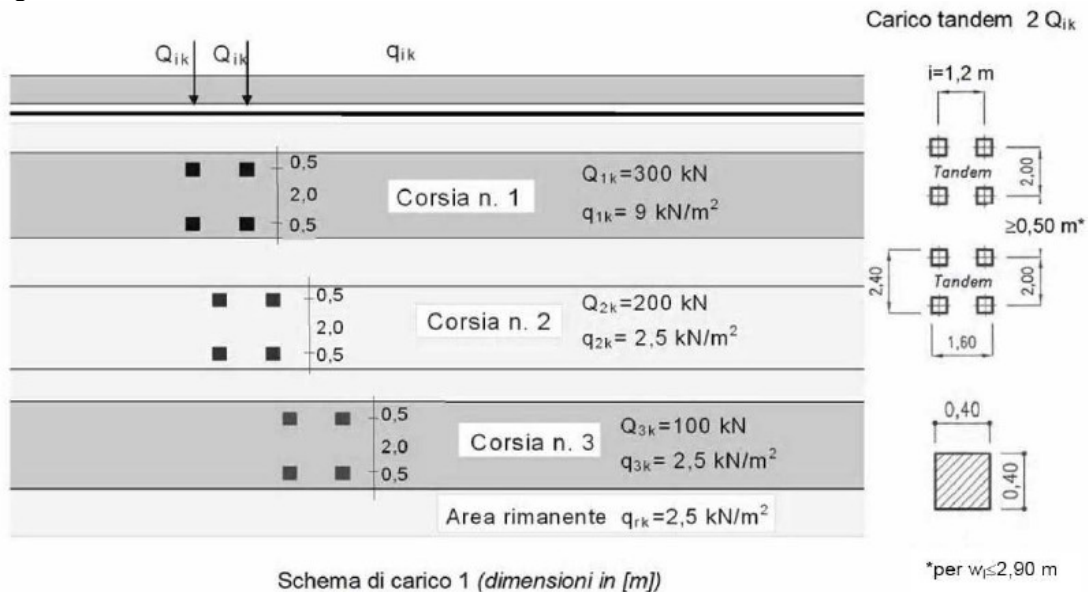


Figura 8.12 Schema di carico 1

La larghezza media della carreggiata è pari a $w = 7.06 \text{ m}$; il numero delle corsie di carico convenzionali considerate ai fini del calcolo dell'impalcato e delle sottostrutture è definito in base a quanto riportato nella Tabella 5.1.1 del D.M. 17/01/18:

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Figura 8.13 Criteri per la definizione del numero e della larghezza delle corsie convenzionali per l'applicazione dei carichi da traffico

Al fine di ottenere gli effetti più gravosi in termini di reazioni vincolari, sollecitazioni e deformazioni, sono state considerate differenti disposizioni dei carichi sia in senso trasversale che longitudinale. Per i ponti si considerano i carichi variabili caratteristici riportati nella figura successiva.

Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 8.14 Valori caratteristici dei carichi mobili (Schema di carico 1)

Per ciascuna corsia si ha:

Corsia n.1:

$$q_{1distr} = q_{1k} \times w_1 = 9.00 \times 3.00 = 27 \text{ kN/m}$$

carico uniformemente distribuito

$$Q_{1tan} = 2 \times Q_{1k} = 2 \times 300 = 600 \text{ kN}$$

carico su 2 assi tandem

Corsia n.2:

$$q_{2distr} = q_{2k} \times w_2 = 2.50 \times 3.0 = 7.5 \text{ kN/m}$$

carico uniformemente distribuito

$$Q_{2tan} = 2 \times Q_{2k} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN}$$

carico su 2 assi tandem

Aree rimanenti:

$$q_{rim} = q_{rk} \times w_r = 2.50 \times 1.5 = 3.75 \text{ kN/m}$$

carico uniformemente distribuito

La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 2, ecc.

Schema di carico 5: Si considera per la folla compatta un carico uniformemente distribuito comprensivo degli effetti dinamici pari a 5.0 kN/mq (il valore di combinazione è invece di 2.5 kN/mq) applicato sul cordolo pedonabile.

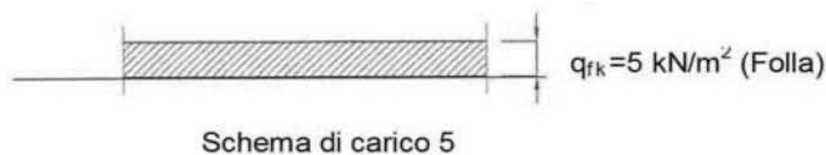


Figura 8.7 Schema di carico 5

Per tale opera non sono previsti marciapiedi pedonabili e pertanto il carico dovuto alla folla è nullo.

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

PROGETTAZIONE ATI:

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

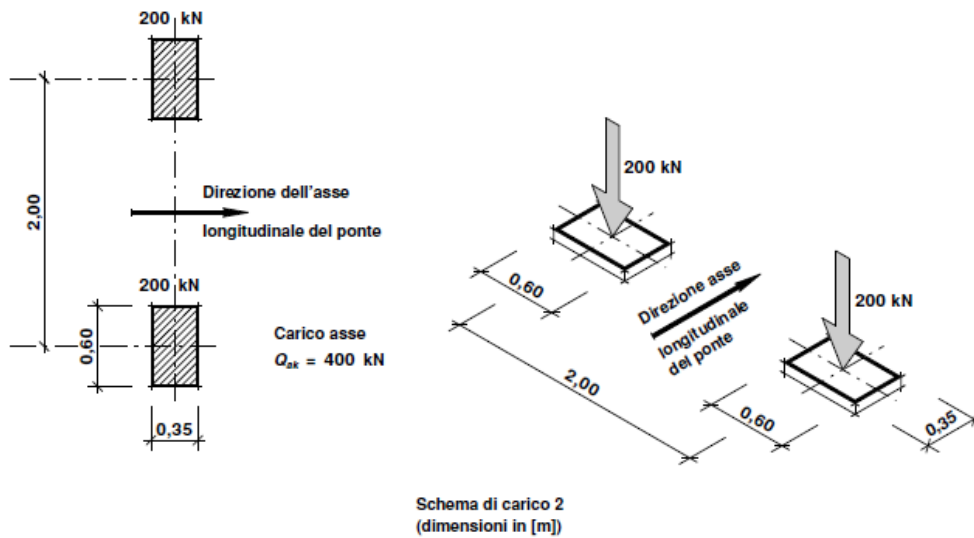


Figura 6.15 Schema di Carico 2

8.6. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q3)

In base a quanto indicato al § 5.1.3.5 del D.M. 17.01.2018 la forza di frenamento o di accelerazione Q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9.0 \times 3 \times 26.4 = 431.3 \text{ kN}$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

8.7. AZIONE CENTRIFUGA (Q4)

In base a quanto indicato al § 5.1.3.6 del D.M. 17.01.2018 nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Figura 6.16

Raggio di curvatura R (m)	Q_4 (kN)
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R < 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$R \geq 1500$	0
$Q_v = \sum 2 \cdot Q_{ik}$ = carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1.	

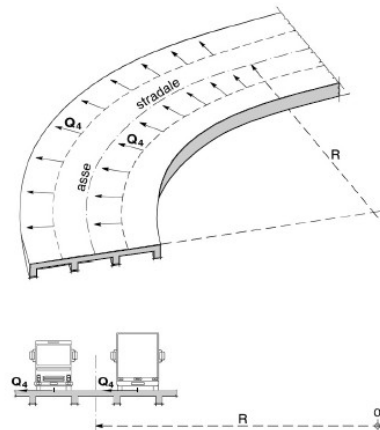


Figura 6.16 Schema per il calcolo dell'azione centrifuga

Il carico Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Nel caso in esame l'opera è in curva con raggio $R < 200$ m e pertanto, nel caso in esame, l'azione centrifuga risulta pari a:

$$Q_4 = 0.2 \times (600+400) = 200.0 \text{ kN}$$

PROGETTAZIONE ATI:

8.8. AZIONE DEL VENTO (Q5)

L'azione del vento è valutata, in termini di pressione, attraverso la seguente espressione (fornita dal D.M. 17/01/2018): $p=q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$.

Calcolo della pressione cinetica di riferimento

5) Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
5	28	750	0.015

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	22
---------------------------------------------	----

$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità di riferimento [m/s])	28
---------------------------------------	----

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$ q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq]) c_e (coefficiente di esposizione) c_p (coefficiente di forma) c_d (coefficiente dinamico)

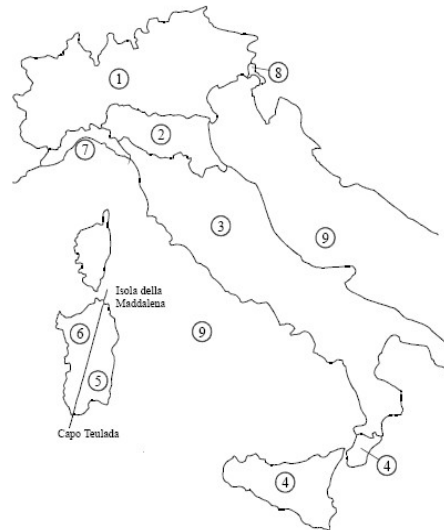


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	490.00
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Calcolo del coefficiente di esposizione

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,.....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Z altezza edif. [m]	Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
12	5	D	22

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

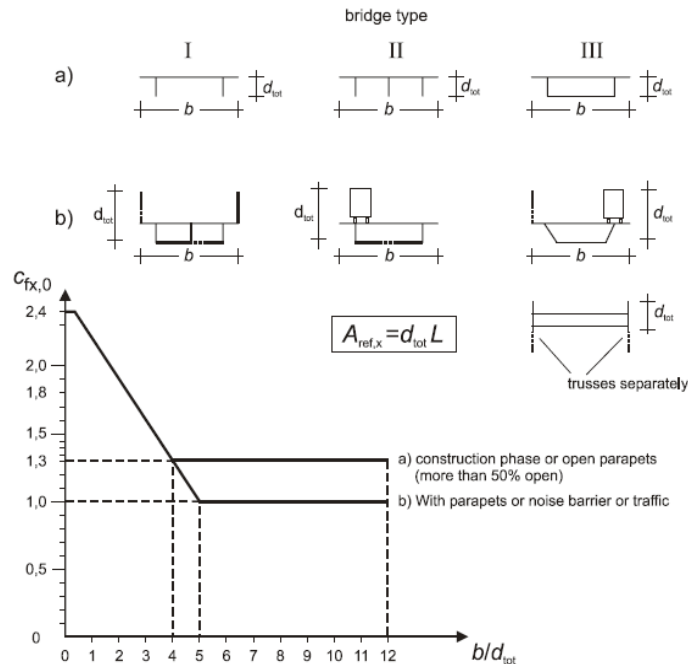
$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0.19	0.05	4	1

c _e	2.47
----------------	------

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma vale: 1209.96 N/mq (1.2099 kN/mq)

Calcolo del coefficiente di forma per le forze orizzontali sull'impalcato (EN1991 Part 1-4):



PROGETTAZIONE ATI:

coefficiente di forma per forze orizzontali			
su impalcato a PC x Eurocodice (caso b)			
Larghezza trasversale imp	b	[m]	7.50
Altezza di pressione del vento	d_{tot}	[m]	4.80
-	b/d_{tot}	[-]	1.56
coefficiente di forma per forze orizzontali	$c_p = c_{fx,0}$	[-]	2.07

coefficiente di forma per forze orizzontali			
su impalcato a PS x Eurocodice (caso a)			
Larghezza trasversale imp	b	[m]	7.50
Altezza di pressione del vento	d_{tot}	[m]	1.84
-	b/d_{tot}	[-]	4.1
coefficiente di forma per forze orizzontali	$c_p = c_{fx,0}$	[-]	1.30

Si riportano a seguire i parametri ottenuti per il calcolo della pressione del vento sull'impalcato:

Pressione del vento su impalcato			
Pressione cinetica di riferimento	q_b	[N/mq]	490
Coefficiente di esposizione	c_e	[-]	2.47
Pressione cinetica di picco	$p = q_b \times c_e$	[kN/mq]	1.210
Coefficiente di forma per forze orizzontali su impalcato	c_p	[-]	2.07
Coefficiente di forma per forze verticali su impalcato	$c_p (\pm)$	[-]	0.90
Coefficiente di forma per forze su sottostrutture	c_p	[-]	1.20
Coefficiente dinamico	c_d	[-]	1.00
Pressione per forze orizzontali su impalcato a PC	p_f	[kN/mq]	2.505
Pressione per forze orizzontali su impalcato a PS	p_f	[kN/mq]	1.573
Pressione per forze verticali su impalcato	$p_f (\pm)$	[kN/mq]	1.089
Pressione per forze su sottostrutture	p_f	[kN/mq]	1.452

A seguire si riportano le azioni assegnate al modello di calcolo:

del vento su impalcato - EN1991 PART 1-4						
azioni orizzontali e verticali su ponte carico e scarico			q5	e	m	Himp.
			[kN/m]	[m]	[kN*m/m]	[m]
Forza orizzontale unitaria vento a	+Y	q5,pc	12.022	1.500	18.033	1.80
Forza orizzontale unitaria vento a	-Y	q5,ps	-2.90	0.00	0.00	
Forza verticale unitaria vento	$\pm Z$	q5,Vert (\pm)	8.17	1.88	15.32	

PROGETTAZIONE ATI:

8.9. VARIAZIONI TERMICHE (Q7)

La condizione vincolare è tale da permettere una libera deformazione dell'impalcato sotto effetti termici. Non vi saranno sollecitazioni derivate, ma l'azione termica viene calcolata e applicata al modello di calcolo influenzando al dimensionamento di appoggi e giunti in termini di spostamenti.

8.9.1. VARIAZIONE TERMICA UNIFORME (STAGIONALE)

La variazione termica uniforme viene calcolata in base a quanto indicato al §3.5.2 NTC2018 e relativa circolare (circ.21/01/2019) al §C5.1.4.5 che fanno riferimento all'eurocodice EC1-1-5 al §6.1.3.

Si considera una quota pari a:

$$a_s = 22 \text{ m s.l.m.}$$



Zona I

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{\min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.1]$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.2]$$

Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{\min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.4]$$

Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{\min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{\max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.6]$$

Zona IV

Calabria, Sicilia:

$$T_{\min} = -2 - 9 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.7]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.8]$$

Temperatura dell'aria esterna:

T_{\max}	T_{\min}
42.0	-8.1

Gruppi di impalcato di ponte

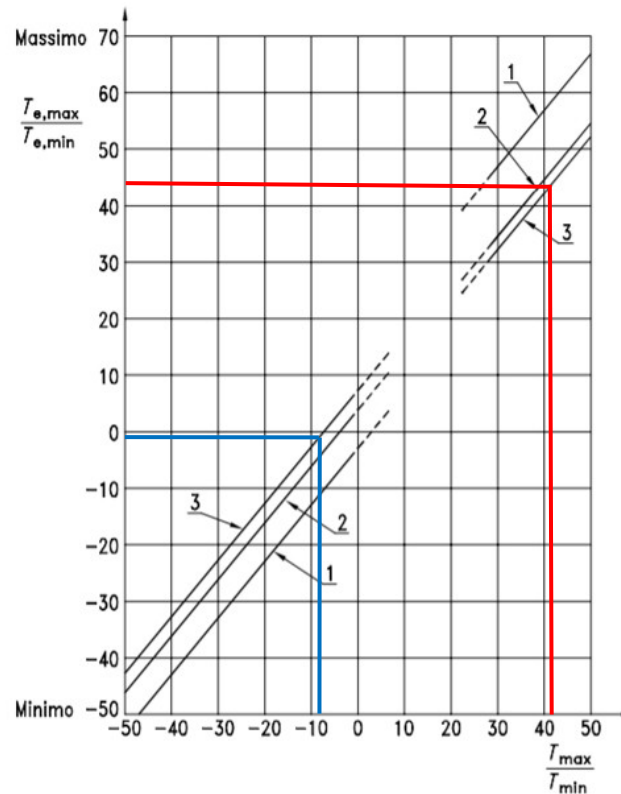
P(1) Un impalcato di un ponte deve essere considerato appartenente ad uno dei seguenti gruppi di sovrastrutture:

Gruppo 1 Impalcato di ponti di acciaio su profili di acciaio scatolari, travature reticolari o travi pareti;

Gruppo 2 Impalcato di ponti di calcestruzzo su profili di acciaio scatolari, travature reticolari o travi parete;

Gruppo 3 Solette o impalcato di calcestruzzo su travi o travi parete di calcestruzzo.

Possiamo così ottenere la temperatura effettiva dell'opera



Temperatura effettiva dell'opera:

T_{max}	T_{min}
44	-1

Tenendo conto di una $t_0=15^\circ$ secondo il paragrafo 3.5.3 delle NTC si ottengono i valori caratteristici della variazione termica uniforme:

$\Delta T_{N,con}$	$\Delta T_{N,exp}$
16	29

I valori di calcolo si ottengono poi:

$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la misurazione accurata della temperatura della struttura e con prerogolazione per effetti termici a fine costruzione.
$\Delta T_0 = 5^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	
$\Delta T_0 = 10^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la stima della temperatura della struttura e con prerogolazione per effetti termici a fine costruzione. Per stima della temperatura della struttura si intende la valutazione secondo quanto indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5 con una accurata misura della temperatura dell'aria esterna.
$\Delta T_0 = 15^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	
$\Delta T_0 = 20^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione senza alcuna prerogolazione per effetti termici.
$\Delta T_0 = 30^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	

ΔT_0	$\Delta T_{N,con,d}$	$\Delta T_{N,exp,d}$
--------------	----------------------	----------------------

PROGETTAZIONE ATI:

10	26	39
----	----	----

PROGETTAZIONE ATI:

8.9.2. VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE (GIORNALIERA)

Si considera una variazione termica differenziale tra intradosso ed estradosso della sezione type 3: concrete box girder, pari a $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$, assumendo il valore maggiore tra l'escursione massima tra estate e inverno fornita dall'eurocodice:

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ ($^\circ\text{C}$)	$\Delta T_{M,cool}$ ($^\circ\text{C}$)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8
NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.		
NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{sur} . Recommended values for the factor k_{sur} is given in Table 6.2.		

Il massimo spostamento dovuto all'azione termica che dovrà essere tenuto in conto per il dimensionamento di giunti ed apparecchi di appoggio sarà quindi:

$$\varepsilon_{\Delta T} = \Delta T \times \alpha = \pm 10 \times 1 \times 10^{-5} = \pm 1 \times 10^{-4}$$

8.10. AZIONE SISMICA (E)

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale V_N pari a **50 anni** e considerando una **classe d'uso IV** ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e per lo Stato Limite del Collasso (SLC). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) è di 949 anni per SLV e 1950 anni per SLC.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

PROGETTAZIONE ATI:

a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno

F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Parametri di pericolosità sismica					
Stato limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	T_c^* [s]	F_0 [-]	F_v [-]
SLO	60	0.025	0.299	2.67	0.57
SLD	101	0.031	0.307	2.730	0.65
SLV	949	0.060	0.371	2.88	0.95
SLC	1950	0.071	0.393	2.98	1.07

Tabella 8.17: Parametri per la definizione dell'azione sismica

In quest'ultima V_N è la vita nominale dell'opera; T_R è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non superamento dello stato limite della salvaguardia della vita; a_g è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento; F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_c^* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Stato limite	Suolo	S_s	S_T	S	C_c	T_B	T_C	T_D
SLO	B	1.2	1	1.2	1.40	0.14	0.42	1.700
SLD	B	1.2	1	1.2	1.39	0.14	0.43	1.724
SLV	B	1.2	1	1.2	1.34	0.17	0.50	1.840
SLC	B	1.2	1	1.2	1.33	0.17	0.52	1.884

Tabella 8.18: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

In quest'ultima S_s ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S; C_c è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_c^* ; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo, espresso in

secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente orizzontale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente orizzontale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad T_C \leq T \leq T_I$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad T_D \leq T$$

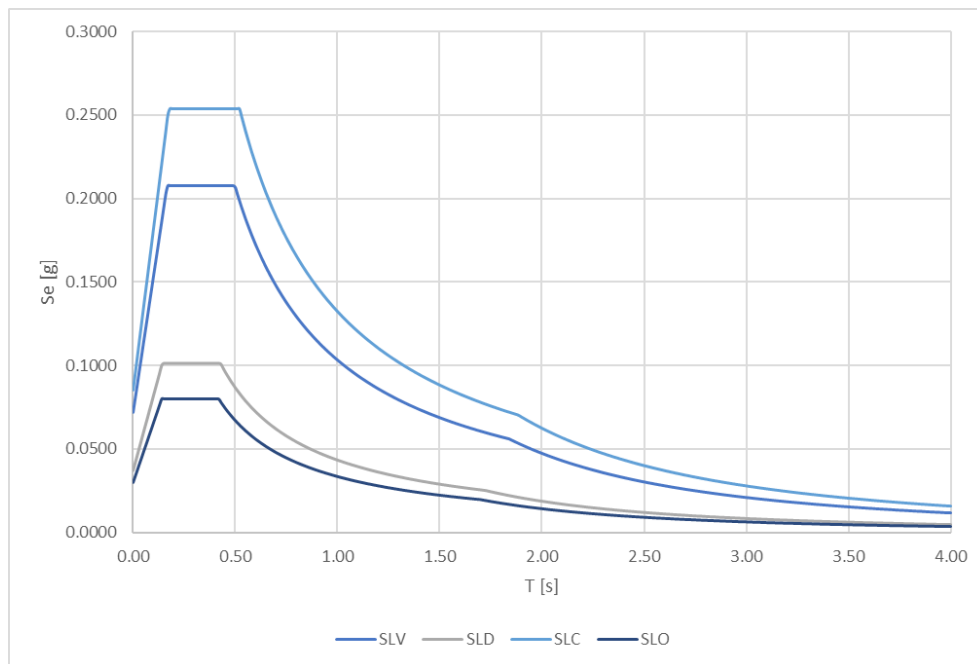


Figura 8.19: Spettri di risposta elastici

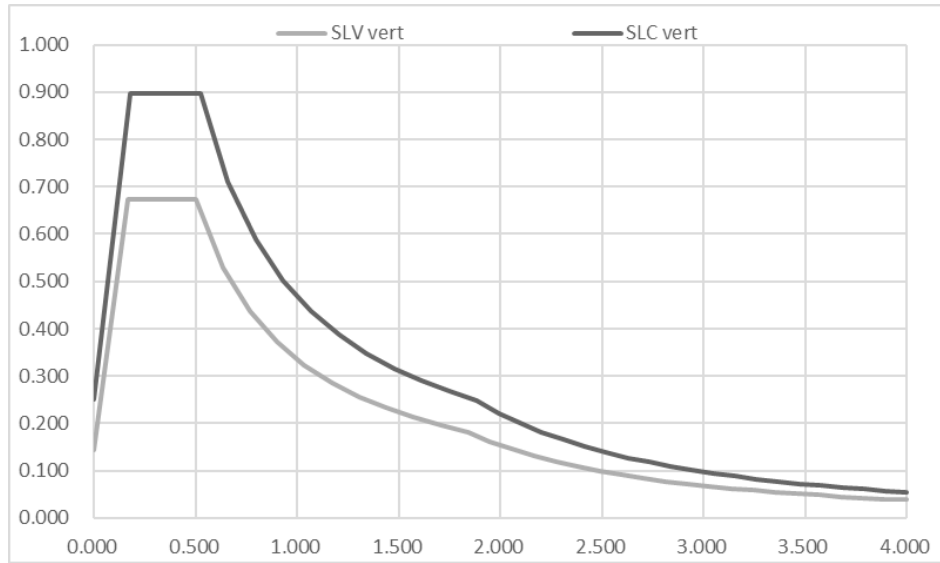


Figura 8.20: Spettri di risposta verticali

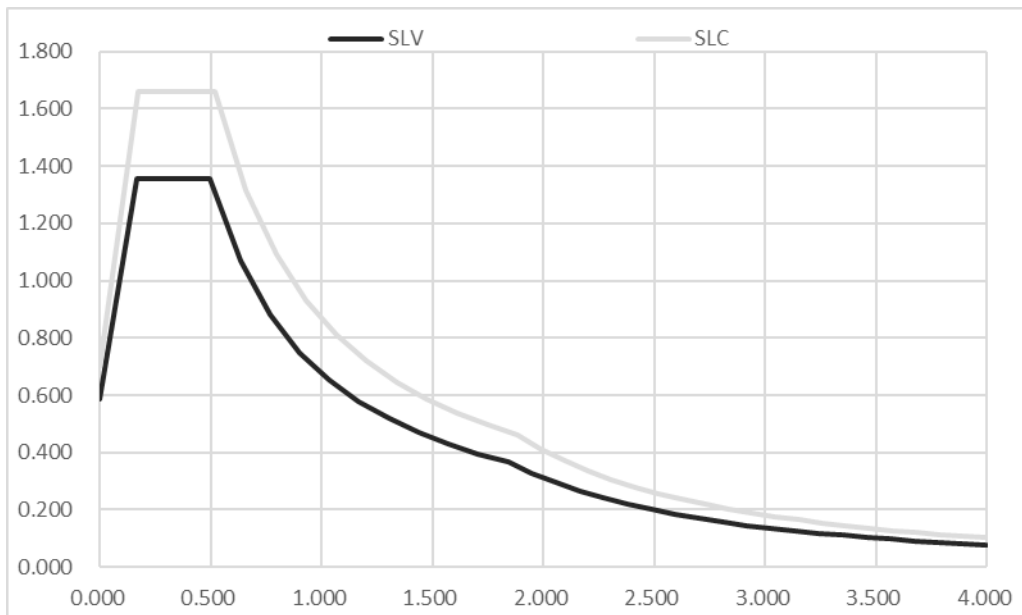


Figura 8.21: Spettri di risposta q=1.5 [m/s² - s]

PROGETTAZIONE ATI:

8.11. CARICHI SU SPALLE

8.11.1. PESO PROPRIO DELLE SPALLE

Il peso delle spalle è stato calcolato considerando una densità del calcestruzzo pari a 25 KN/m³

8.11.2. PESO E SPINTA DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO

Le spalle sono caricate con le azioni provenienti dall'impalcato e dal terreno. In particolare le spinte statiche vengono calcolate come spinte a riposo mentre quelle sismiche tramite il metodo di Wood. Si riportano in tabella i dati necessari al calcolo delle spinte statiche

γ_{terreno}	ϑ	K_0
[KN/m ³]	[°]	-
19	35	0.4264

Si ha quindi una spinta triangolare il cui valore massimo è riportato nella seguente tabella

Spalla	z [m]	σ'_v [kPa]	σ'_{h, K_0} [kPa]
SP A	3.00	57	24.30
SP B	3.70	70.3	30

8.11.3. CARICHI DA TRAFFICO A TERGO DELLE SPALLE

Viene preso in considerazione quanto riportato dalla circolare al par C5.1.3.3.5.1. In base a ciò ed alle geometrie del viadotto si tiene in considerazione un carico di 43KN/mq. Sulla base ciò vengono calcolate le spinte sui muri della spalla tramite il coefficiente di spinta a riposo

carico	spinta
[KN/m ²]	[KN/m ²]
48	34.4

8.11.4. SPINTA DI WOOD

Secondo l'ipotesi di Wood si calcola il $\Delta\sigma_{\text{sismico}}$ da assegnare alla struttura sottoforma di spinta statica.

SPALLA SpA		
a_g	0.06	-
S	1.2	-
$a_g \times S$	0.07	m/s ²
H	3	m
γ_{terreno}	19	KN/m ³
$\Delta\sigma_{\text{sisma}}$	4.10	KN/m ²

SPALLA SpB		
a_g	0.06	-
S	1.2	-
$a_g \times S$	0.07	m/s ²
H	3.7	m
γ_{terreno}	19	KN/m ³
$\Delta\sigma_{\text{sisma}}$	5.1	KN/m ²

PROGETTAZIONE ATI:

9. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si sono considerate le seguenti combinazioni delle azioni (si veda D.M. 17.01.2018 §2.5.3):

Combinazione fondamentale per gli SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) per gli SLE irreversibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente per gli SLE reversibili

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente per gli SLE a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P = eventuale pretensione o precompressione

Q_{kj} = azioni variabili

γ_j = coefficienti parziali di sicurezza

ψ_{ij} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili

I coefficienti parziali di sicurezza γ_j da utilizzare sono riportati nella tabella seguente (Estratto tabella 5.1.V) nella colonna "A1 STR".

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q3}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ_{e1}	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ_{e2} , γ_{e3} , γ_{e4}	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

I coefficienti di combinazione Ψ_{0j} sono riportati nella tabella seguente (Estratto tabella 5.1.VI).

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

9.1. METODOLOGIA DI ANALISI

9.1.1. ANALISI IN CONDIZIONI NON-SISMICHE

Le analisi svolte in condizioni non sismiche sono tutte di tipo statico lineare. L'analisi per carichi mobili è stata svolta in automatico dal software impiegando la teoria delle linee di influenza e ricavando l'involuppo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali.

I risultati delle analisi in termini di distribuzioni delle sollecitazioni sono riportati nei paragrafi di verifica dei singoli elementi strutturali.

9.1.2. ANALISI SISMICA

Nelle verifiche riguardanti l'impalcato l'azione sismica non è determinante. Viene comunque presa in conto per la determinazione degli spostamenti massimi degli appoggi mobili tramite un'analisi spettrale come definito nel capitolo precedente.

10. MODELLAZIONE

10.1. GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo è stato realizzato impiegando esclusivamente elementi frame per la modellazione delle varie parti strutturali (travi, traversi, soletta, pali) ed elementi shell per spalle e platee di fondazione.

La struttura dell'impalcato in particolare è stata modellata a graticcio tenendo conto della presenza delle fasce di soletta e dei traversi che contribuiscono alla ripartizione trasversale dei carichi tra le travi di impalcato; per una descrizione più dettagliata della modellazione dell'impalcato si veda la specifica relazione di calcolo.

Le connessioni tra gli elementi sono state modellate ove necessario mediante link rigidi; sono inoltre stati utilizzati link elastici che vanno a modellare in particolare il comportamento meccanico degli apparecchi di appoggio.

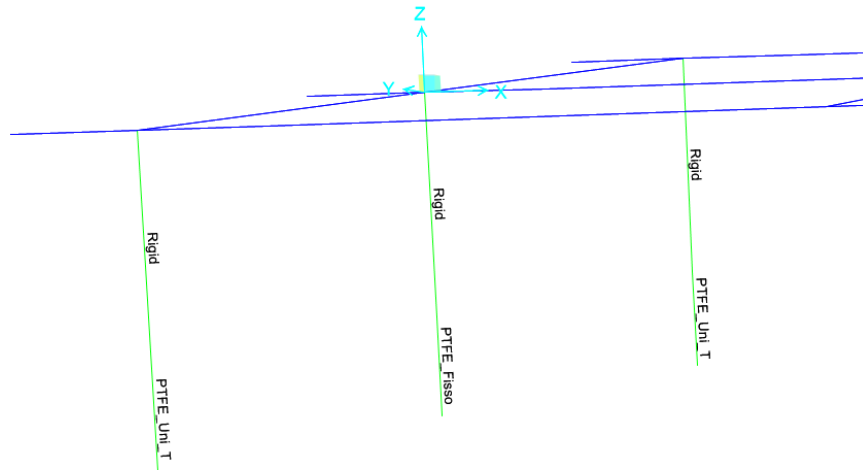


Figura 10.22: Modellazione connessioni tra travi e appoggi prima di modellare la spalla A

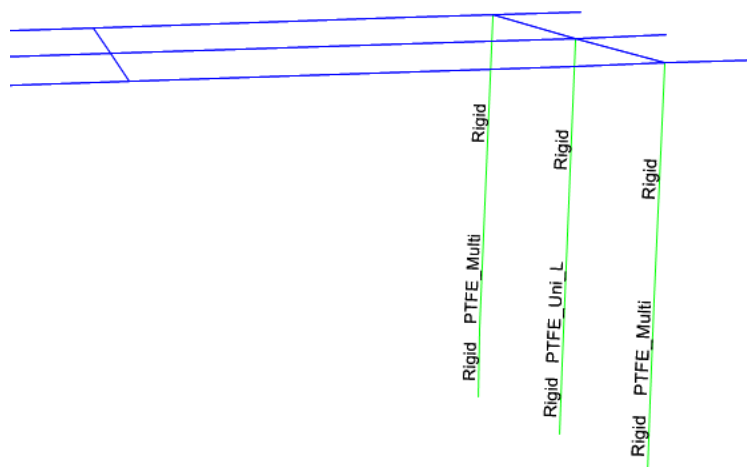


Figura 10.23: Modellazione connessioni tra travi e appoggi prima di modellare la spalla B

PROGETTAZIONE ATI:

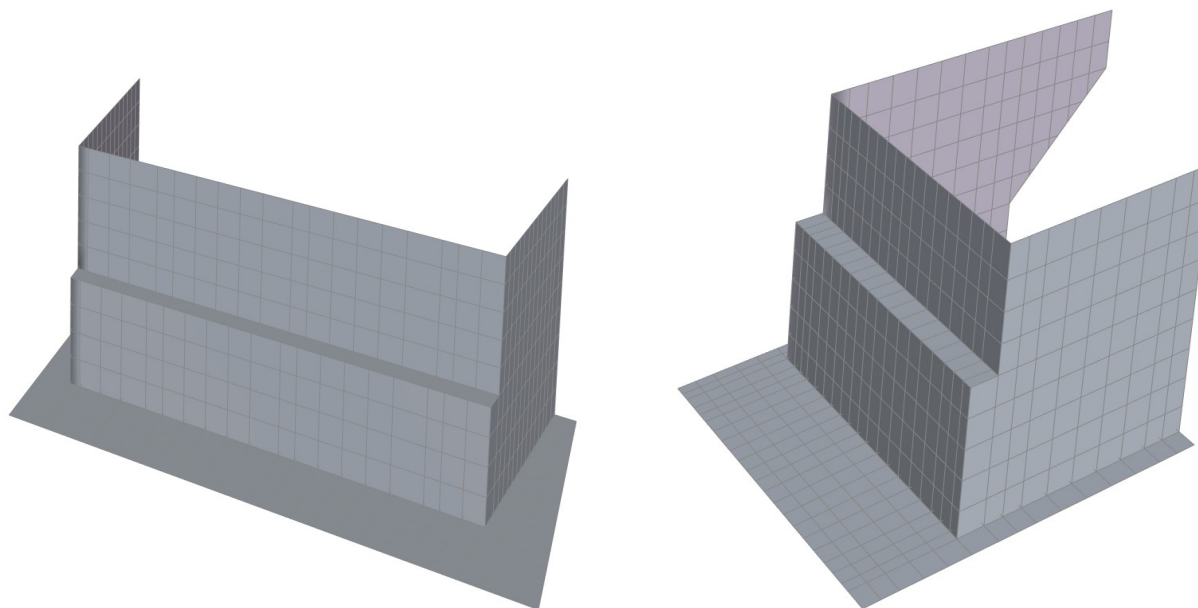


Figura 10.24 Particolare delle spalle – vista standard

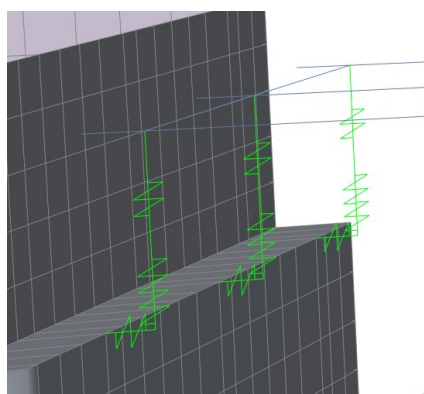


Figura 10.25 Particolare: modellazione degli appoggi delle travi sulla spalla

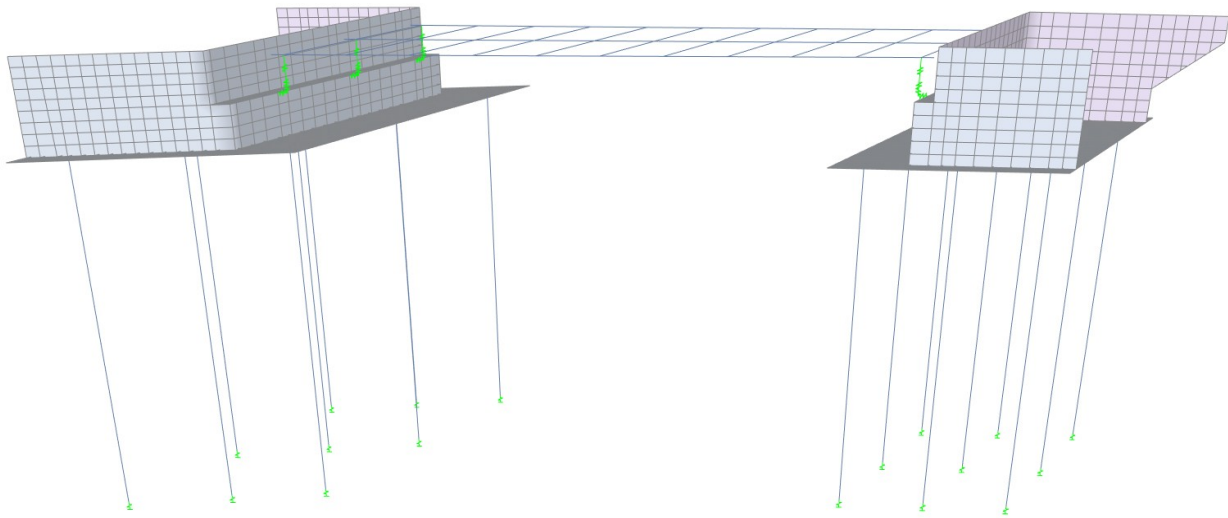


Figura 10.26: Vista del modello di calcolo

10.2. VINCOLI

10.2.1. VINCOLI ESTERNI

Per la descrizione dei vincoli esterni applicati ai pali di fondazione attraverso molle alla Winkler si rimanda al capitolo "Verifica delle Fondazioni".

10.2.2. VINCOLI INTERNI

Ciascun apparecchio d'appoggio sotto ogni trave è stato modellato tramite un link con degli opportuni rilasci a spostamenti e rotazioni in modo tale da simulare correttamente il comportamento dell'apparecchio d'appoggio presente.

10.3. CARICHI E MASSE

10.3.1. CARICHI SULL'IMPALCATO

Per la descrizione dei carichi applicati sull'impalcato si veda la specifica relazione di calcolo.

10.3.2. CARICHI SULLE SPALLE

Di seguito si riportano le immagini delle applicazioni dei carichi applicati sulle spalle, calcolati come descritto nel paragrafo "Carichi sulle spalle".

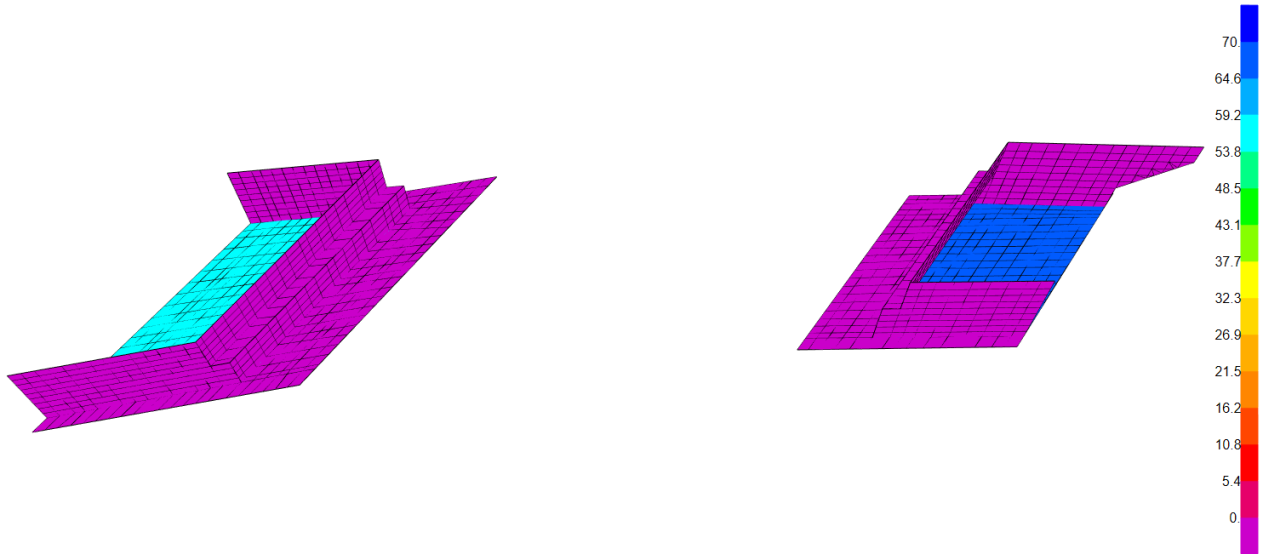


Figura 10.27 Applicazione delle pressioni del terreno

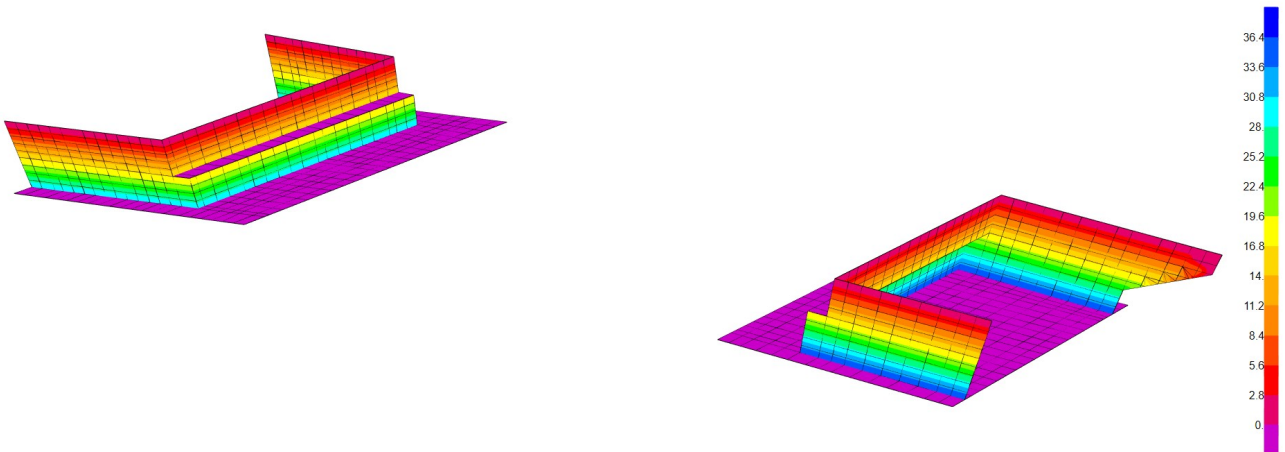


Figura 10.28 Applicazione della spinta del terreno

PROGETTAZIONE ATI:

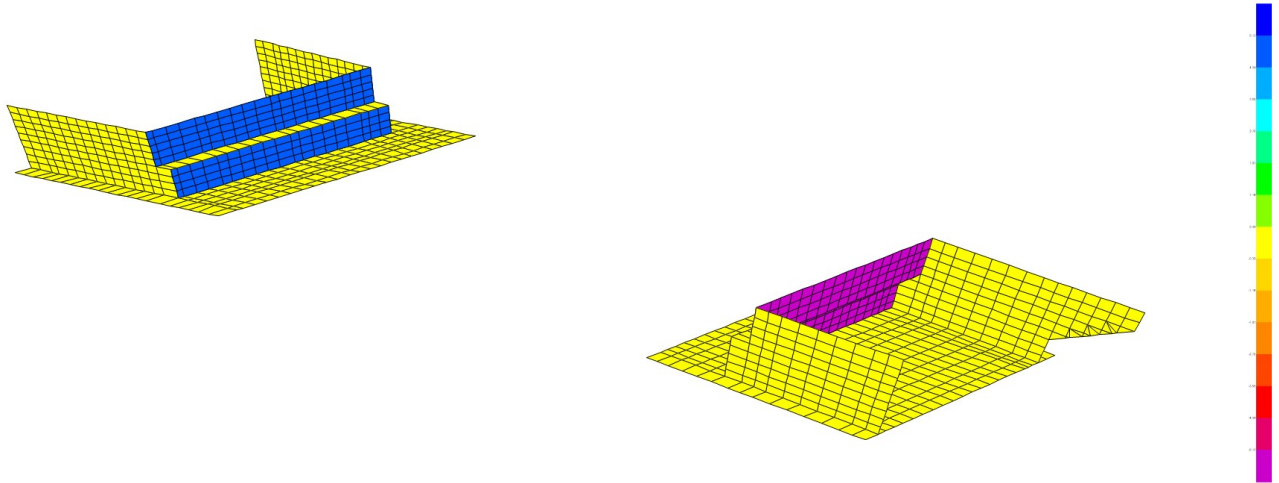


Figura 10.29 Applicazione della spinta di Wood nel caso di sisma X+

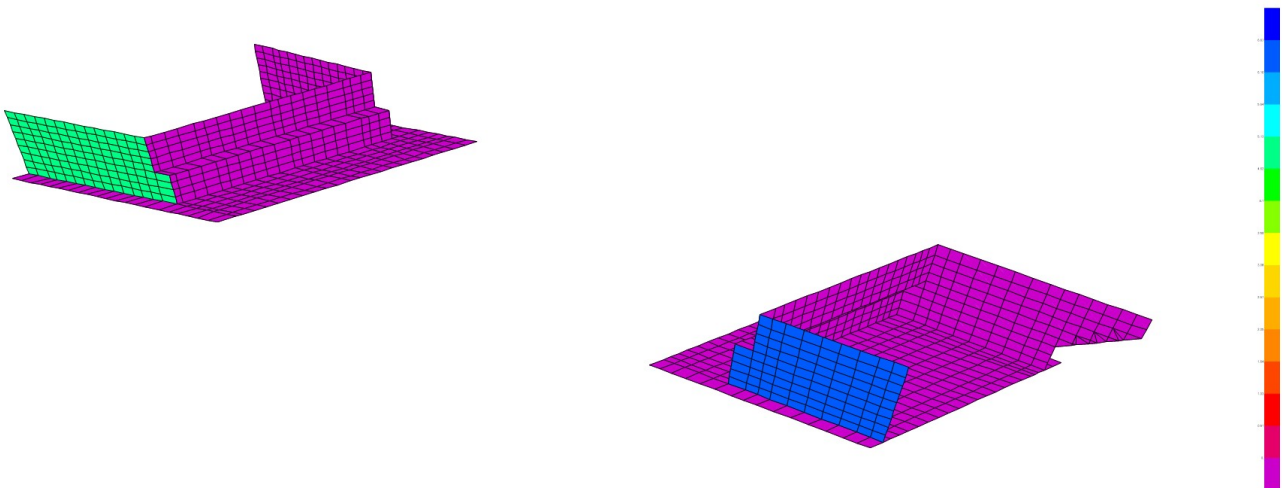


Figura 10.30 Applicazione della spinta di Wood nel caso sisma Y-

10.3.3. MASSE SISMICHE

Ai fini della determinazione dei modi di vibrare e delle azioni sismiche sono state considerate le sole masse associate ai soli carichi fissi G_1 e G_2 . La massa degli elementi strutturali (impalcato e spalle) e quella relativa ai sovraccarichi permanenti (massetto, manto, barriere, ecc) è stata valutata in automatico dal software di calcolo in funzione delle geometrie e dei carichi permanenti applicati al modello.

10.3.4. SPETTRI DI PROGETTO

Gli spettri di progetto sono definiti sulla base a quanto riportato nel paragrafo "Azione sismica" nel capitolo relativo all'analisi dei carichi.

11. RISULTATI ANALISI DINAMICA

Con riferimento al viadotto in oggetto, si riportano i modi di vibrazione più significativi. Sono necessari 118 modi. Si riportano in tabella i periodi e le masse partecipanti nelle rispettive direzioni. Inoltre si mostrano le deformate modali significative nelle seguenti figure.

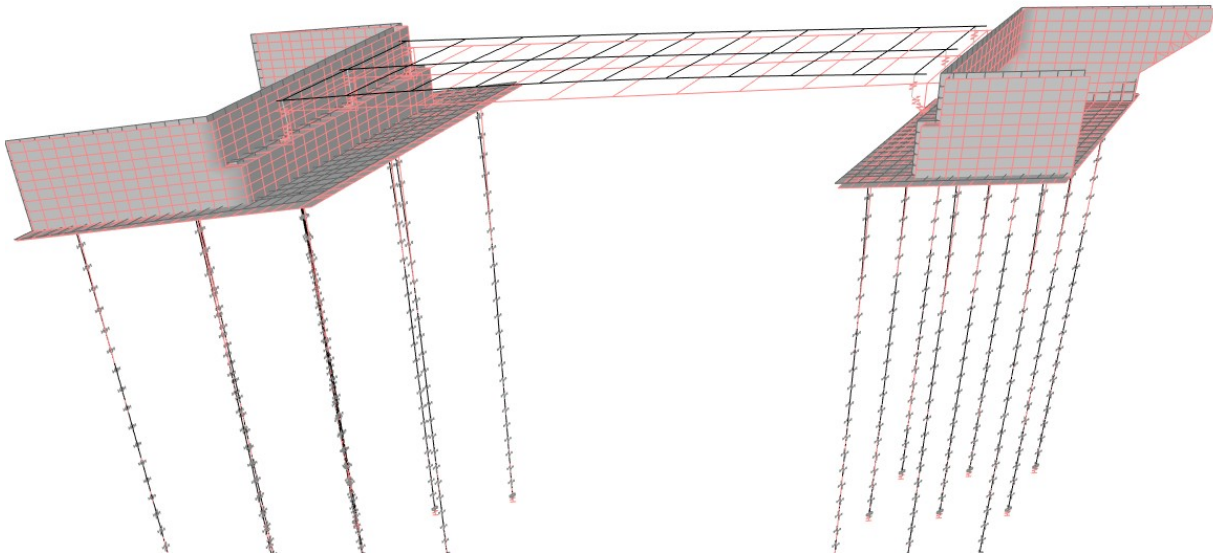


Figura 11.31 Primo modo vibrazione (traslazionale impalcato) T = 0.33 sec

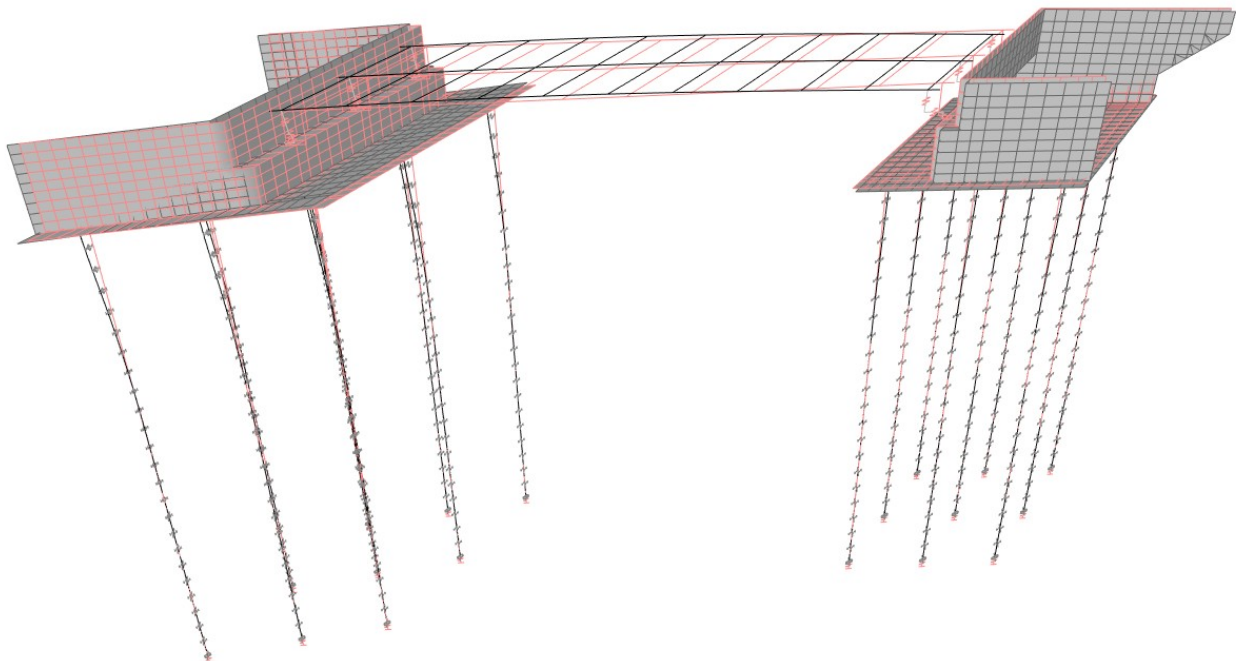


Figura 11.32 Secondo modo vibrazione (longitudinale impalcato) T = 0.24 sec

PROGETTAZIONE ATI:

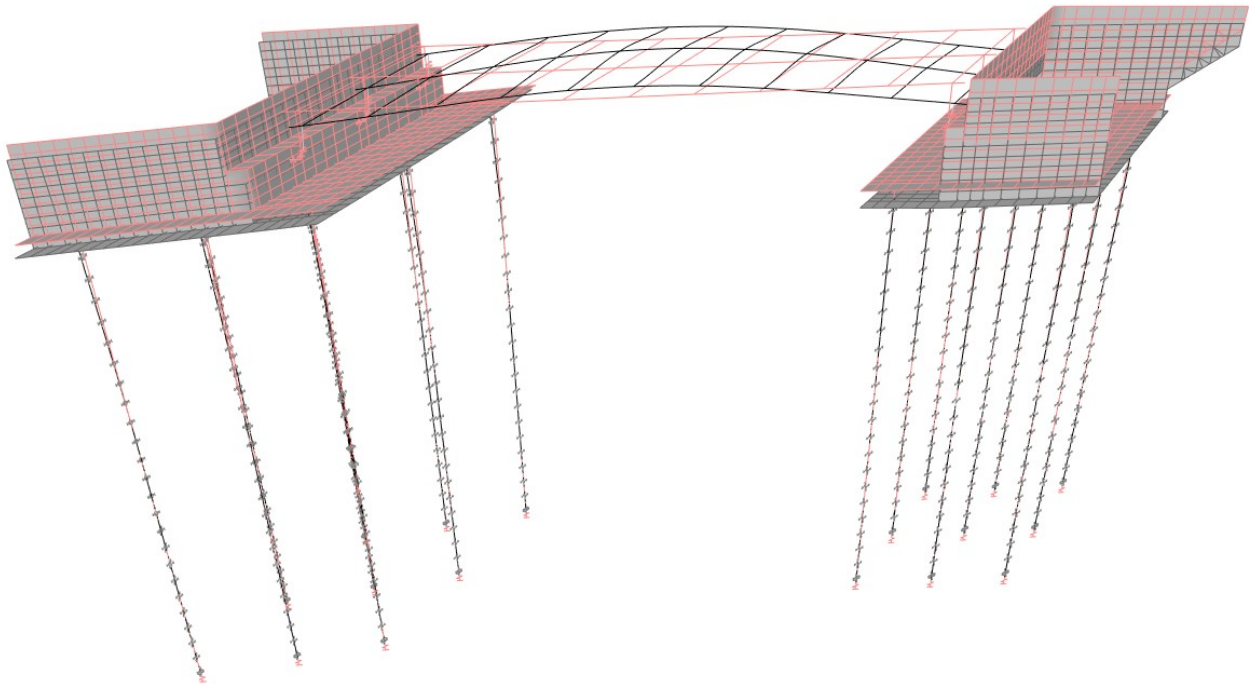


Figura 11.33 Quindicesimo modo vibrazione (verticale impalcato) T = 0.10 sec

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	0.33	0.08	0.39	0.00	0.08	0.39	0.00
2	0.29	0.26	0.06	0.01	0.34	0.45	0.01
3	0.24	0.08	0.01	0.00	0.41	0.46	0.02
4	0.23	0.04	0.00	0.17	0.45	0.46	0.18
5	0.19	0.13	0.02	0.00	0.58	0.49	0.19
6	0.18	0.01	0.03	0.01	0.60	0.51	0.20
7	0.18	0.06	0.07	0.00	0.65	0.58	0.20
8	0.17	0.00	0.03	0.00	0.65	0.61	0.20
9	0.15	0.00	0.06	0.00	0.66	0.67	0.20
10	0.13	0.00	0.00	0.00	0.66	0.67	0.21
11	0.11	0.00	0.00	0.00	0.66	0.67	0.21
12	0.11	0.02	0.00	0.07	0.68	0.67	0.27
13	0.11	0.00	0.00	0.04	0.69	0.67	0.32
14	0.10	0.00	0.00	0.00	0.69	0.67	0.32
15	0.10	0.00	0.00	0.66	0.69	0.68	0.98
16	0.09	0.00	0.00	0.00	0.69	0.68	0.98
17	0.09	0.01	0.00	0.00	0.70	0.68	0.98
18	0.08	0.01	0.03	0.00	0.71	0.71	0.98
19	0.08	0.00	0.00	0.01	0.71	0.71	0.99
20	0.07	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
21	0.06	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99

PROGETTAZIONE ATI:

**OPERE D'ARTE MAGGIORI-
PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A –
RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE**

22	0.06	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
23	0.06	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
24	0.06	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
25	0.06	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
26	0.05	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
27	0.05	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
28	0.05	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
29	0.05	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
30	0.04	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
31	0.04	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
32	0.04	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
33	0.04	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
34	0.04	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
35	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
36	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
37	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
38	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.71	0.99
39	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
40	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
41	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
42	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
43	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
44	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
45	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
46	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
47	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
48	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
49	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
50	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
51	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
52	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
53	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
54	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
55	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
56	0.03	0.00	0.00	0.00	0.71	0.72	0.99
57	0.03	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	0.99
58	0.03	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	0.99
59	0.03	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	0.99
60	0.03	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	0.99
61	0.03	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	0.99
62	0.03	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	0.99
63	0.03	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	0.99

PROGETTAZIONE ATI:

**OPERE D'ARTE MAGGIORI-
PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A –
RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE**

64	0.03	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	0.99
65	0.03	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	0.99
66	0.03	0.00	0.02	0.00	0.72	0.75	0.99
67	0.03	0.00	0.00	0.00	0.72	0.75	0.99
68	0.03	0.05	0.00	0.00	0.77	0.75	0.99
69	0.03	0.02	0.02	0.00	0.79	0.77	0.99
70	0.03	0.01	0.04	0.00	0.80	0.81	0.99
71	0.03	0.02	0.01	0.00	0.82	0.82	0.99
72	0.03	0.00	0.00	0.00	0.82	0.82	0.99
73	0.03	0.00	0.00	0.00	0.82	0.82	0.99
74	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.82	0.99
75	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.82	0.99
76	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.82	0.99
77	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.82	0.99
78	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.82	0.99
79	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.82	0.99
80	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.82	0.99
81	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.82	0.99
82	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
83	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
84	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
85	0.03	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
86	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
87	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
88	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
89	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
90	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
91	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
92	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
93	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
94	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
95	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
96	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
97	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
98	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
99	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
100	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
101	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
102	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
103	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
104	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99
105	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.83	0.99

PROGETTAZIONE ATI:

**OPERE D'ARTE MAGGIORI-
PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A –
RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE**

106	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.84	0.99
107	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.84	0.99
108	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.84	0.99
109	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.84	0.99
110	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.84	0.99
111	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.84	0.99
112	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.84	0.99
113	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.84	0.99
114	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.84	0.99
115	0.02	0.00	0.00	0.00	0.83	0.84	0.99
116	0.02	0.00	0.03	0.00	0.83	0.87	0.99
117	0.02	0.00	0.01	0.00	0.84	0.88	0.99
118	0.02	0.03	0.00	0.00	0.87	0.88	0.99
119	0.02	0.00	0.00	0.00	0.87	0.88	0.99
120	0.02	0.01	0.01	0.00	0.88	0.90	0.99
121	0.02	0.03	0.01	0.00	0.91	0.91	0.99
122	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.99
123	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.99
124	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.99
125	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.99
126	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.99
127	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.99
128	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.99
129	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.99
130	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.99
131	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.91	0.99
132	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
133	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
134	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
135	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
136	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
137	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
138	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
139	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
140	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
141	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
142	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
143	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
144	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
145	0.02	0.00	0.00	0.00	0.91	0.92	0.99
146	0.02	0.00	0.02	0.00	0.92	0.94	0.99
147	0.02	0.00	0.00	0.00	0.92	0.94	0.99

PROGETTAZIONE ATI:

**OPERE D'ARTE MAGGIORI-
PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A –
RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE**

148	0.02	0.03	0.01	0.00	0.95	0.95	0.99
149	0.02	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.99
150	0.02	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.99
151	0.02	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.99
152	0.02	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.99
153	0.02	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.99
154	0.02	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.99
155	0.02	0.00	0.00	0.00	0.95	0.95	0.99
156	0.02	0.00	0.00	0.00	0.95	0.96	0.99
157	0.02	0.01	0.01	0.00	0.96	0.96	0.99
158	0.02	0.00	0.00	0.00	0.96	0.96	0.99
159	0.02	0.00	0.00	0.00	0.96	0.96	0.99
160	0.02	0.00	0.00	0.00	0.96	0.96	0.99
161	0.02	0.00	0.00	0.00	0.96	0.96	0.99
162	0.02	0.00	0.00	0.00	0.96	0.96	0.99
163	0.02	0.00	0.02	0.00	0.97	0.98	0.99
164	0.02	0.00	0.00	0.00	0.97	0.98	0.99
165	0.02	0.02	0.00	0.00	0.99	0.98	0.99
166	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.98	0.99
167	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.98	0.99
168	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.99
169	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
170	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
171	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
172	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
173	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
174	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
175	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
176	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
177	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
178	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
179	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
180	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
181	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	1.00
182	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	1.00
183	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	1.00
184	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	1.00
185	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	1.00
186	0.02	0.00	0.00	0.00	0.99	1.00	1.00
187	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
188	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
189	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00

PROGETTAZIONE ATI:

**OPERE D'ARTE MAGGIORI-
PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA - CASIC RAMO A –
RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE**

190	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
191	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
192	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
193	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
194	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
195	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
196	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
197	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
198	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
199	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
200	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00

PROGETTAZIONE ATI:

12. VERIFICA DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

12.1. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI AGLI SLU

12.1.1. MURI FRONTALI

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo dei muri frontali di entrambe le spalle.

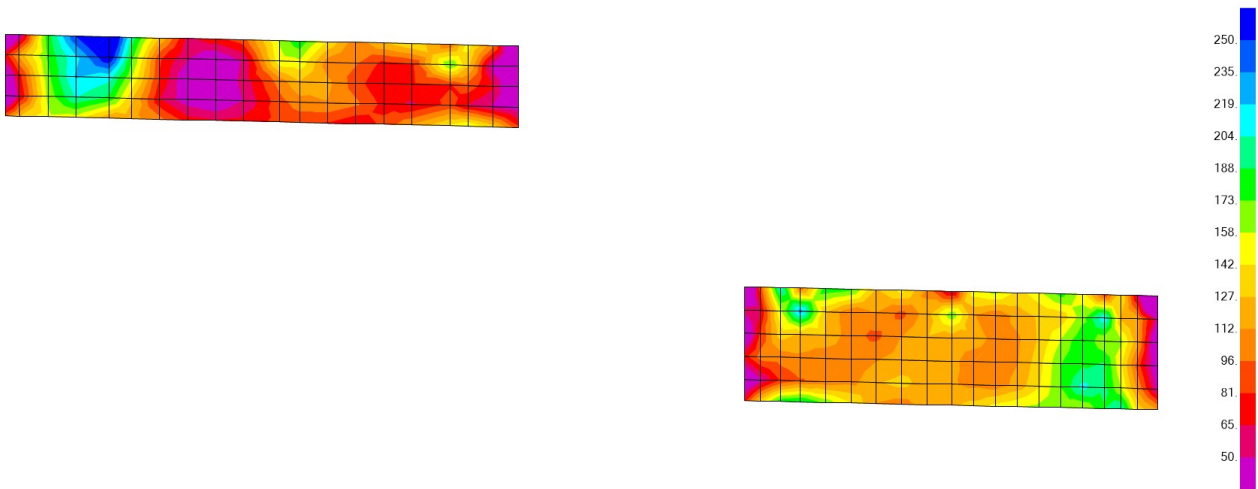


Figura 12.34 Momento flettente M11 massimo

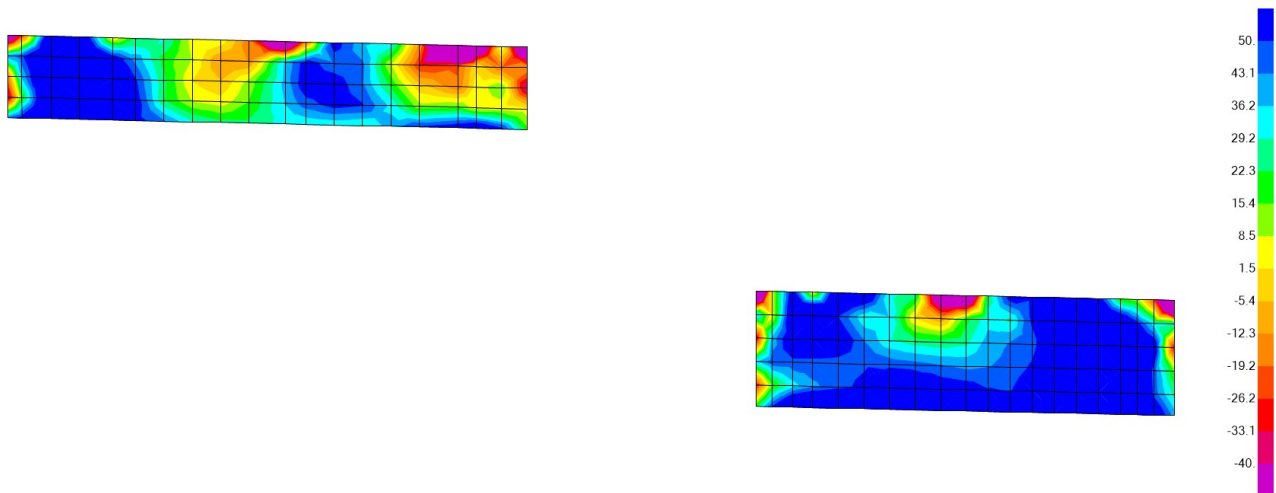


Figura 12.35 Momento flettente M11 minimo

PROGETTAZIONE ATI:

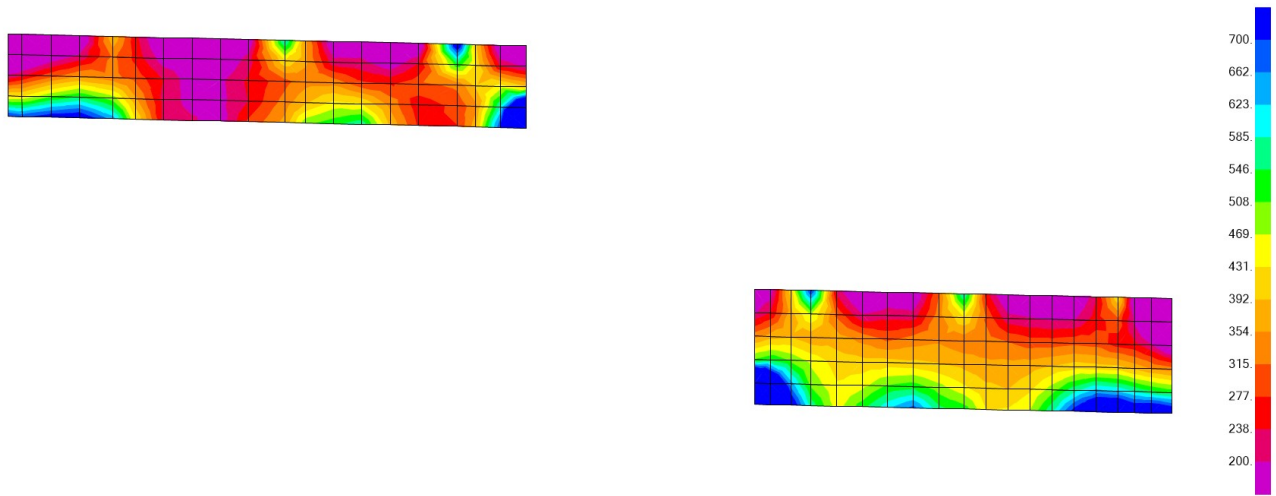


Figura 12.36 Momento flettente M22 massimo

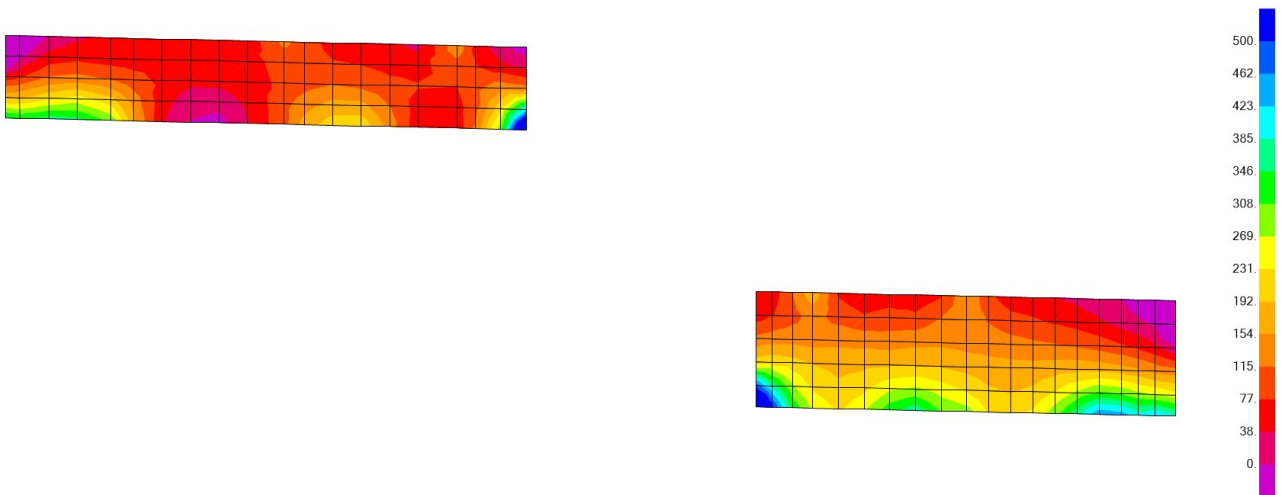


Figura 12.37 Momento flettente M22 minimo

PROGETTAZIONE ATI:

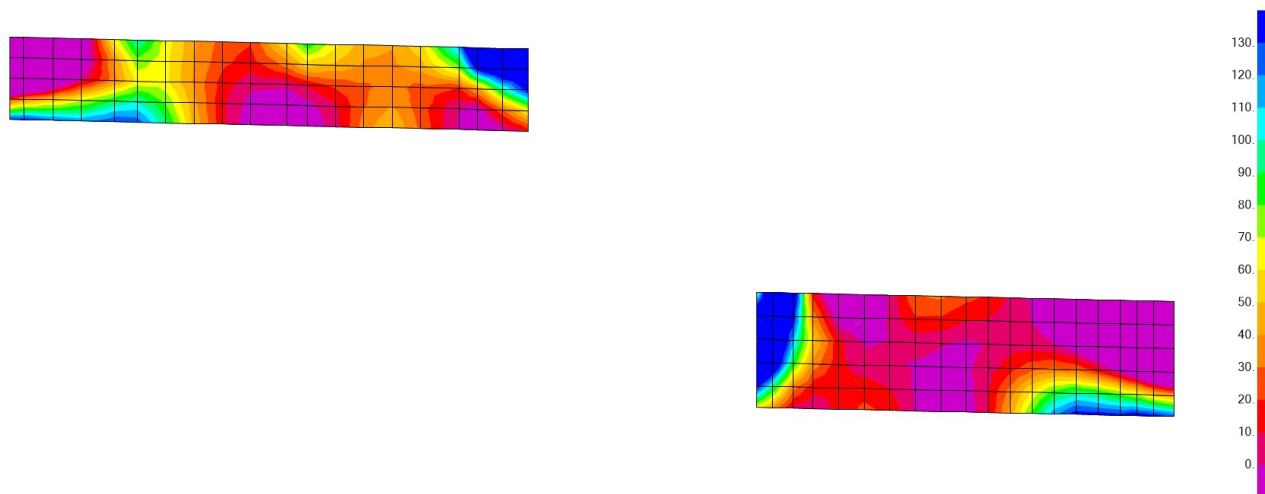


Figura 12.38 Taglio V13 massimo

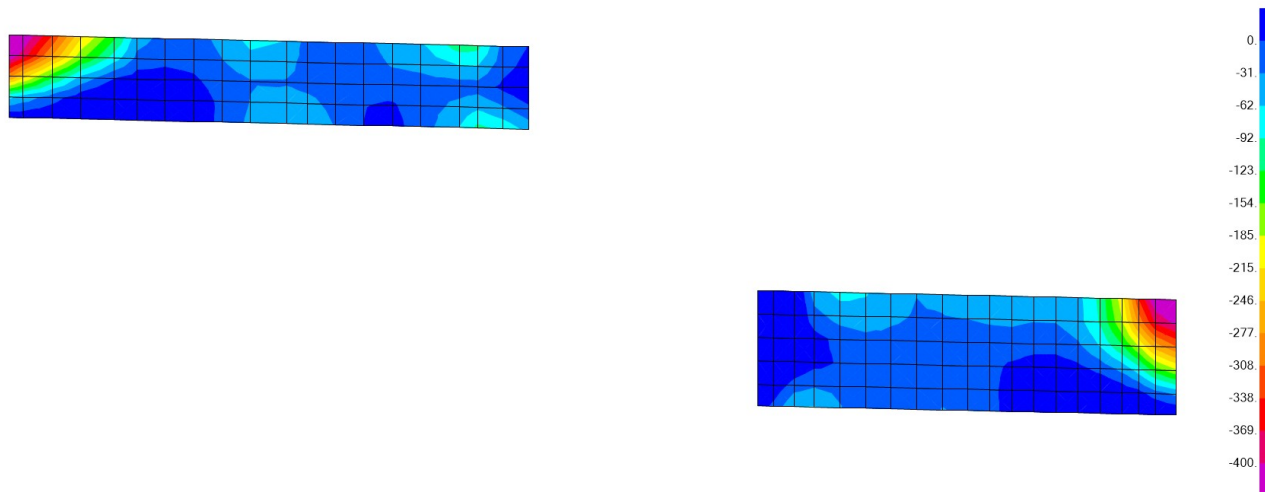


Figura 12.39 Taglio V13 minimo

PROGETTAZIONE ATI:

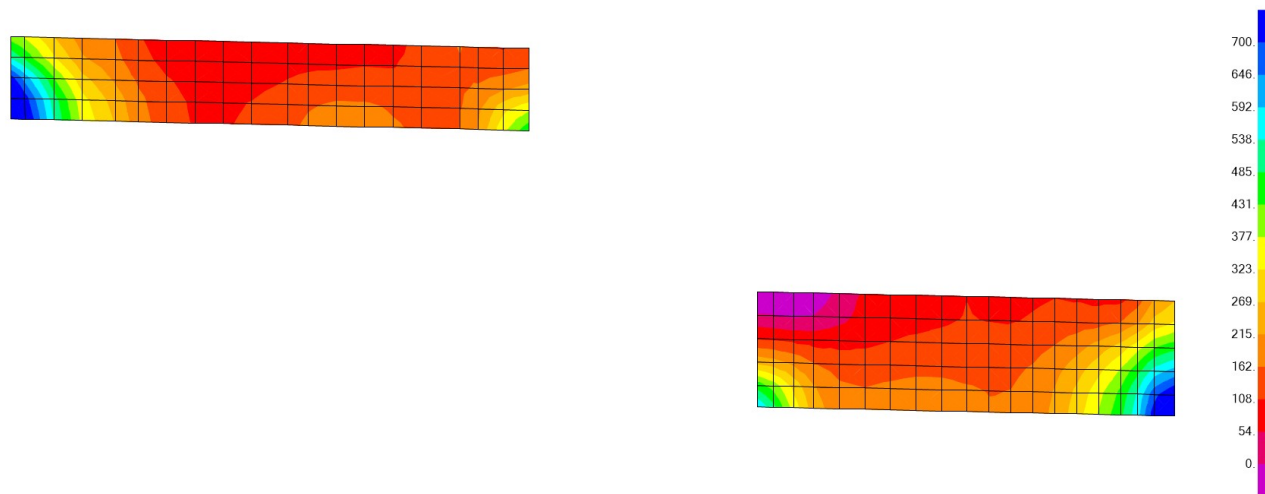


Figura 12.40 Taglio V23 massimo

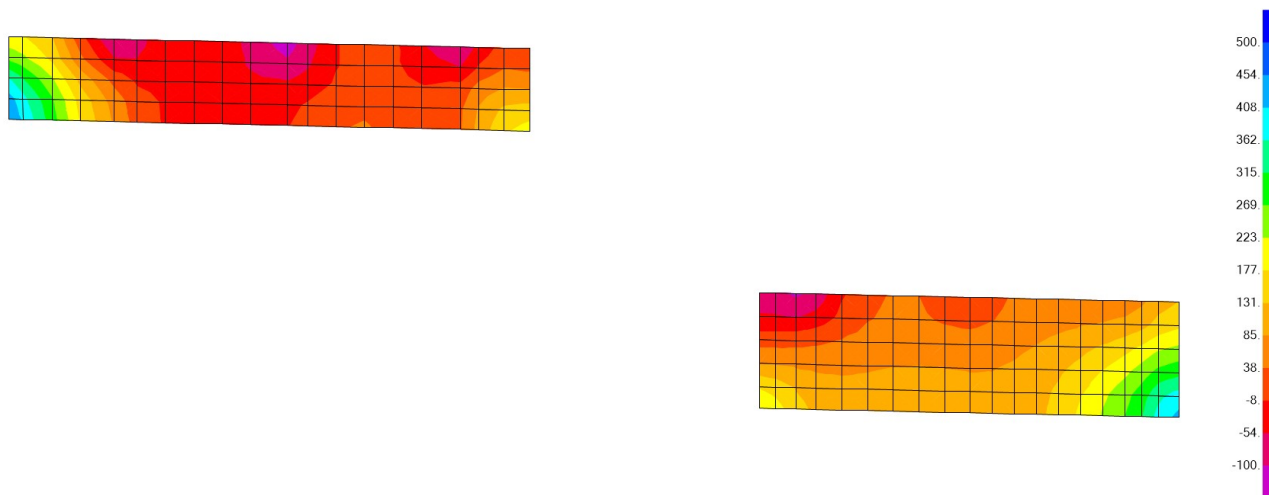


Figura 12.41 Taglio V23 minimo

PROGETTAZIONE ATI:

12.1.1. MURI ANDATORI

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo dei muri più sollecitati di entrambe le spalle: il muro andatore sinistro della spalla sinistra e il muro sinistro della spalla destra.

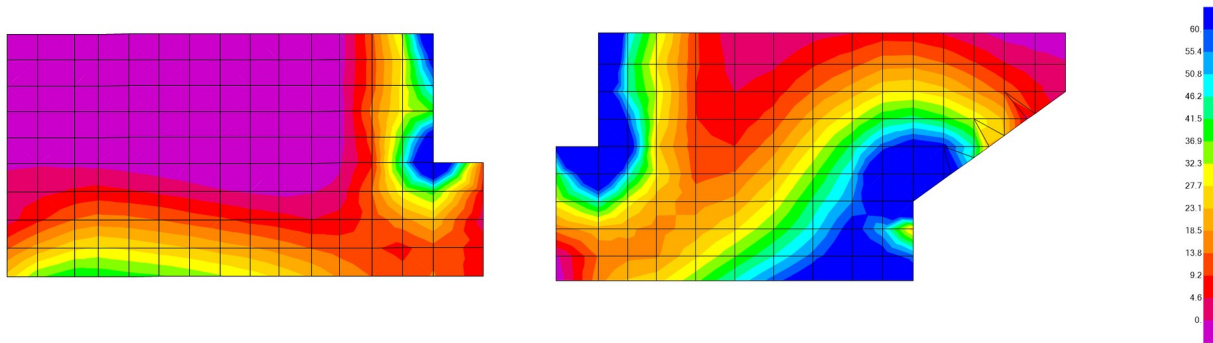


Figura 12.42 Momento flettente M_{11} massimo

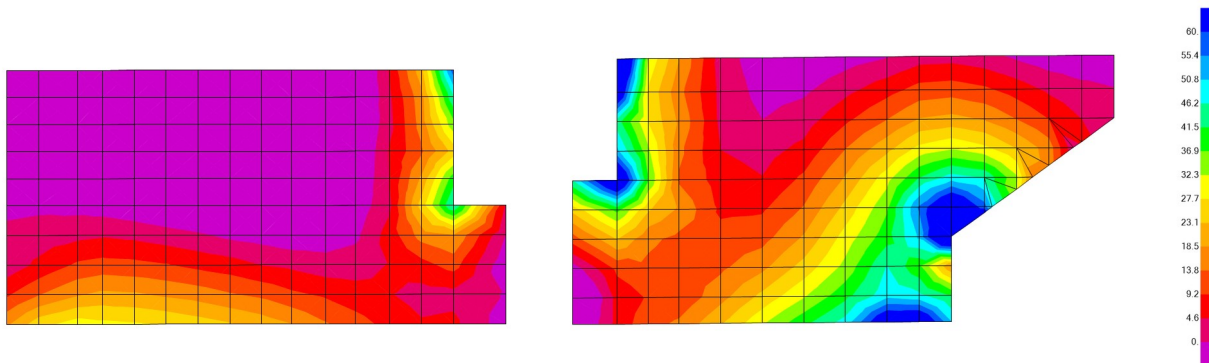


Figura 12.43 Momento flettente M_{11} minimo

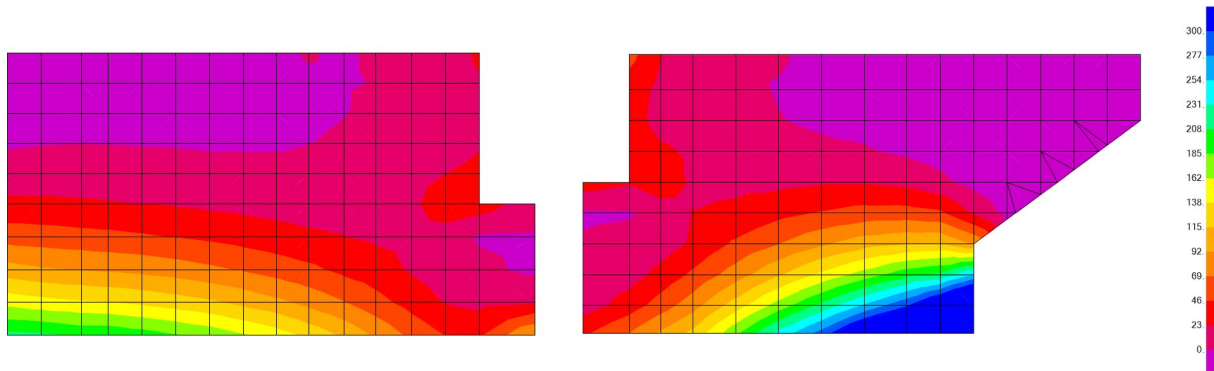


Figura 12.44 Momento flettente M_{22} massimo

PROGETTAZIONE ATI:

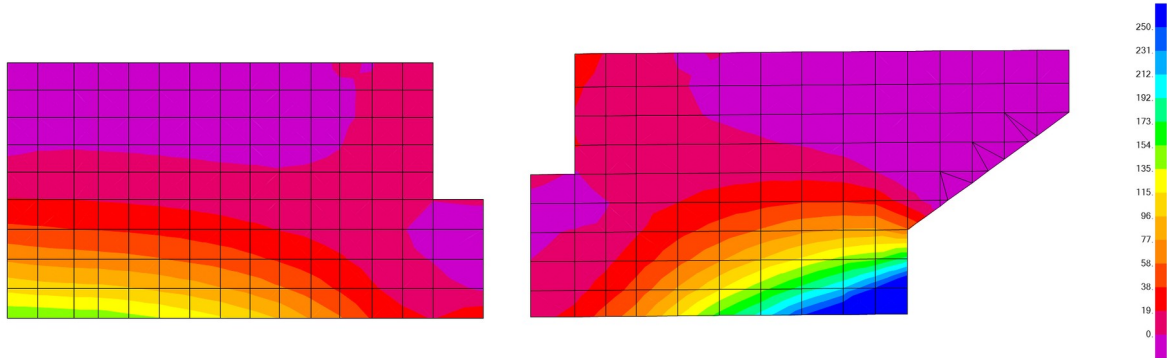


Figura 12.45 Momento flettente M22 minimo

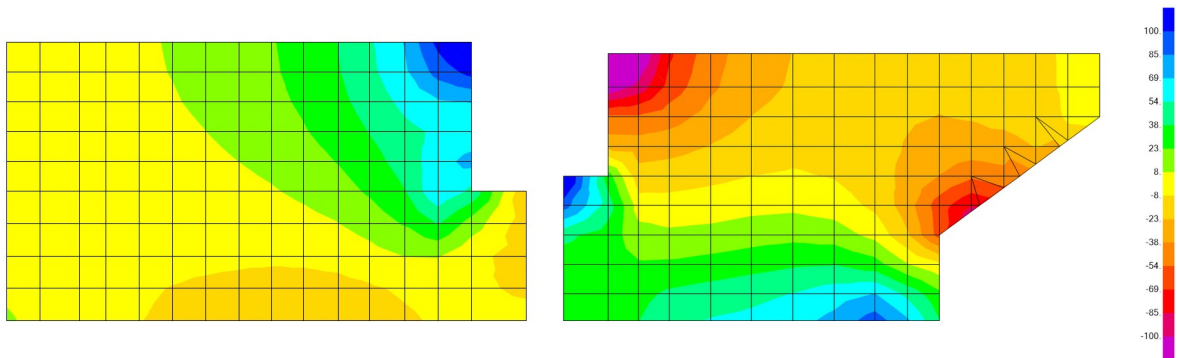


Figura 12.46 Taglio V13 massimo

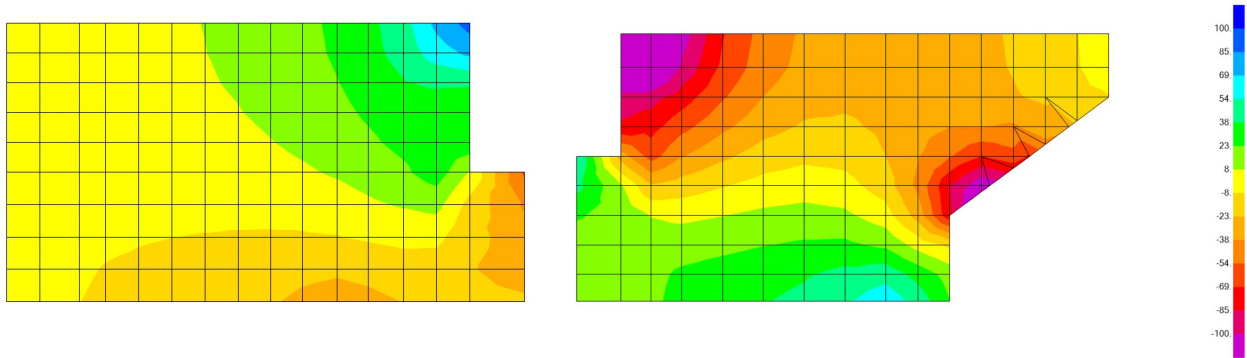


Figura 12.47 Taglio V13 minimo

PROGETTAZIONE ATI:

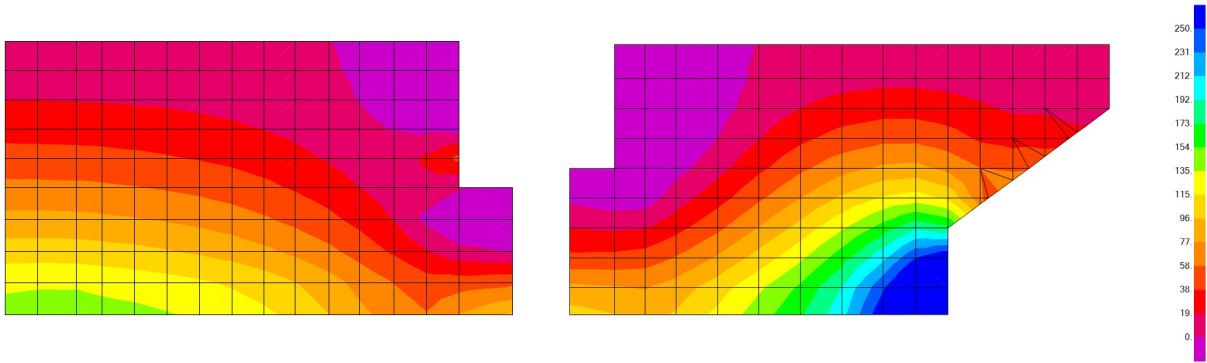


Figura 12.48 Taglio V23 massimo

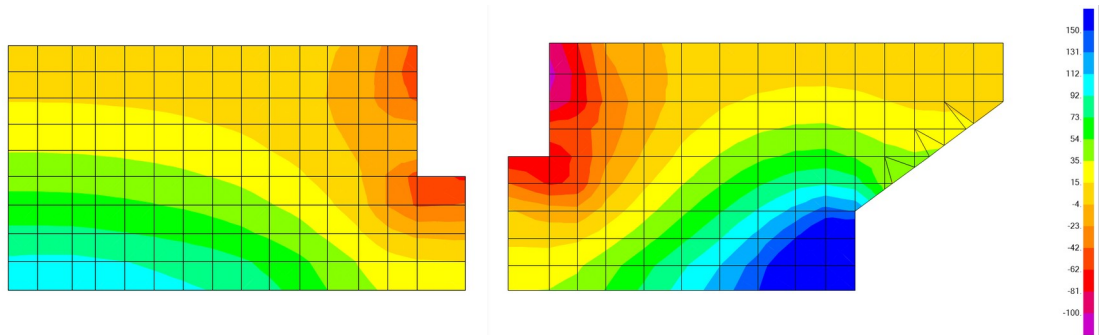


Figura 12.49 Taglio V23 minimo

PROGETTAZIONE ATI:

12.1.2. PARAGHIAIA

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo dei paraghiaia di entrambe le spalle.

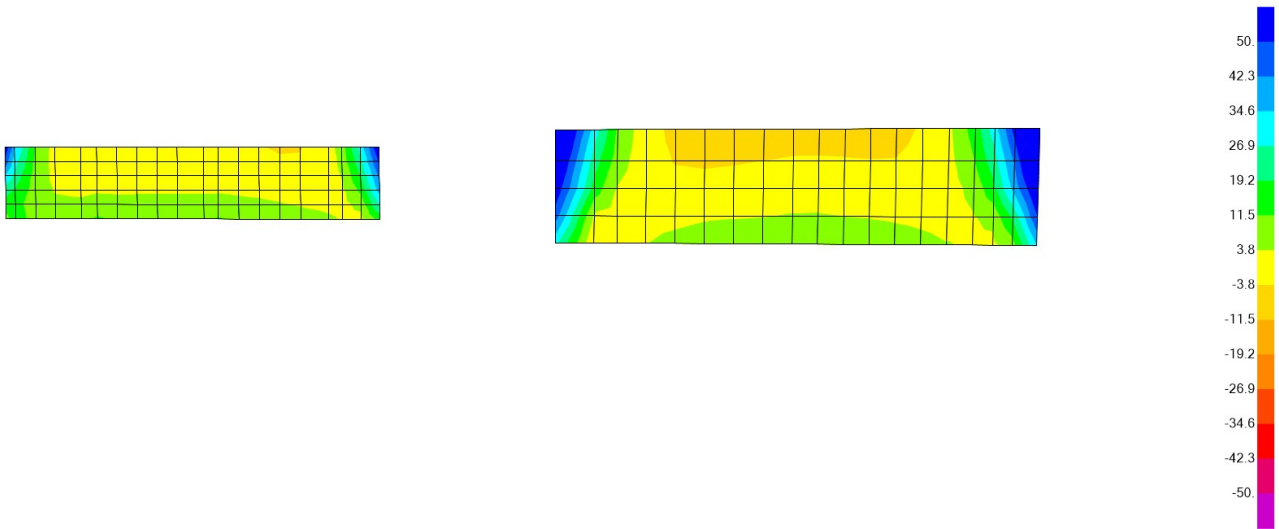


Figura 12.50 Momento flettente M11 massimo

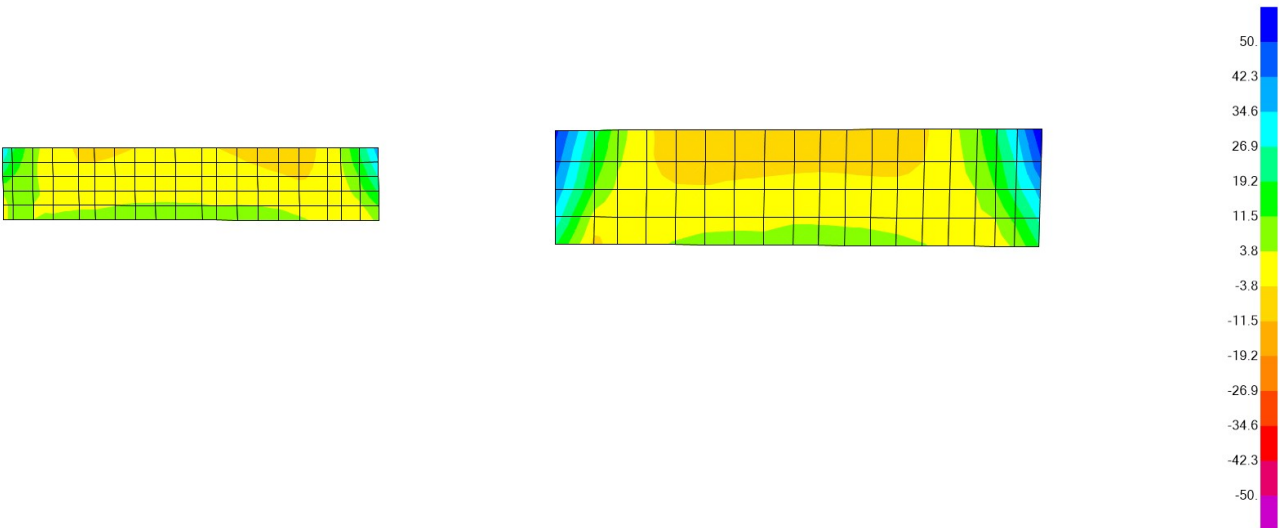


Figura 12.51 Momento flettente M11 minimo

PROGETTAZIONE ATI:

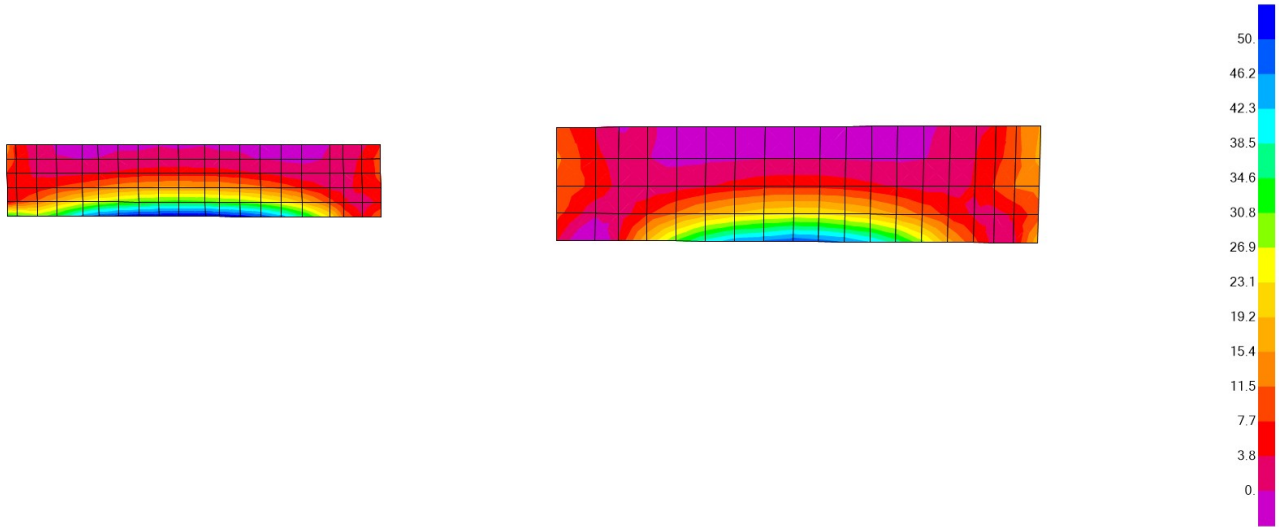


Figura 12.52 Momento flettente M22 massimo

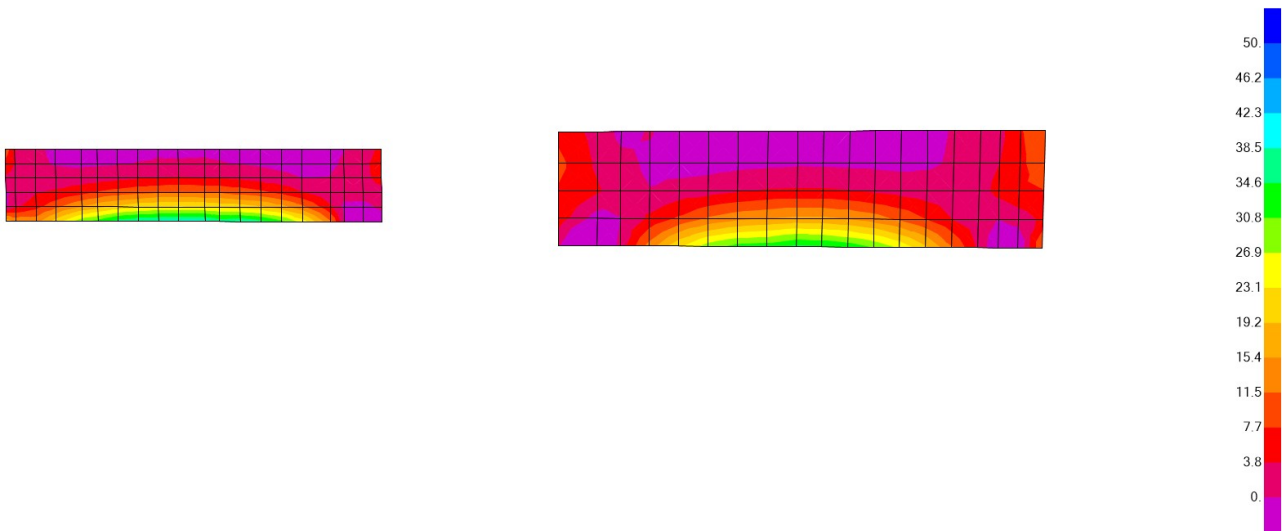


Figura 12.53 Momento flettente M22 minimo

PROGETTAZIONE ATI:

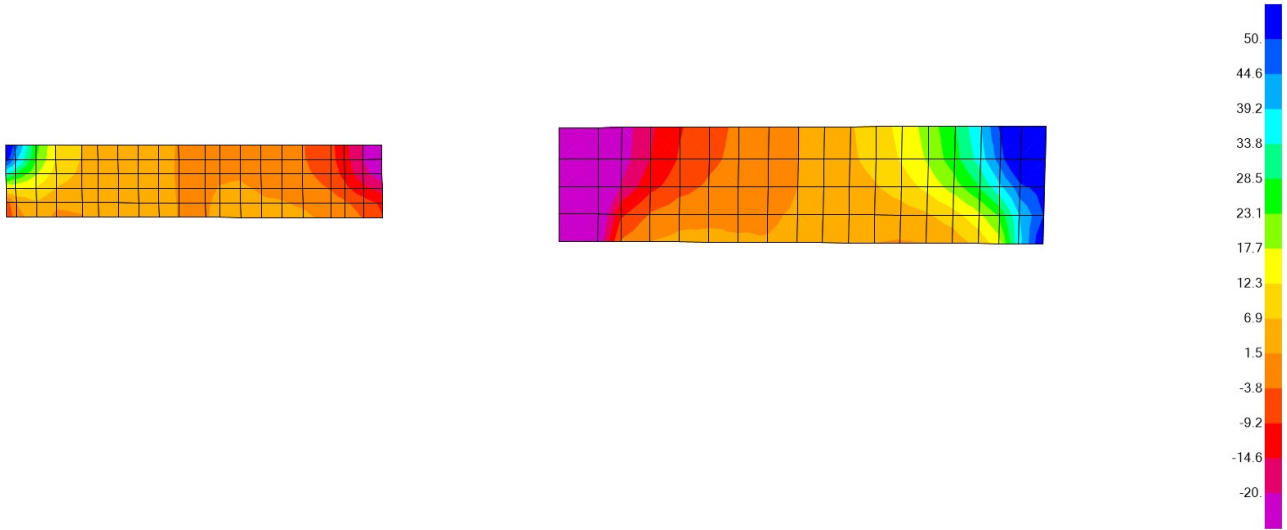


Figura 12.54 Taglio V13 massimo

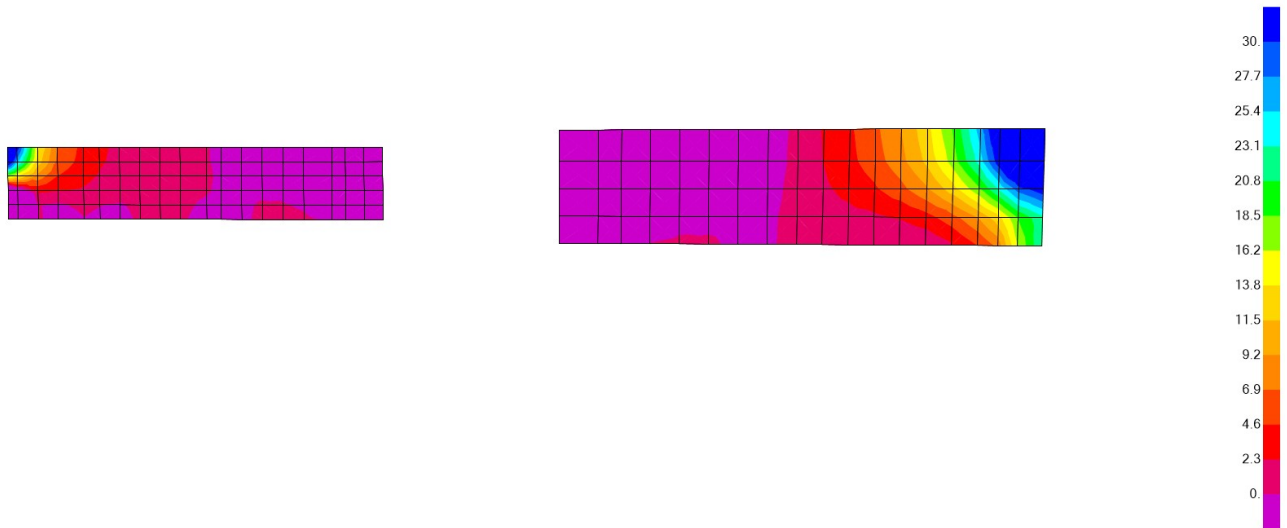


Figura 12.55 Taglio V13 minimo

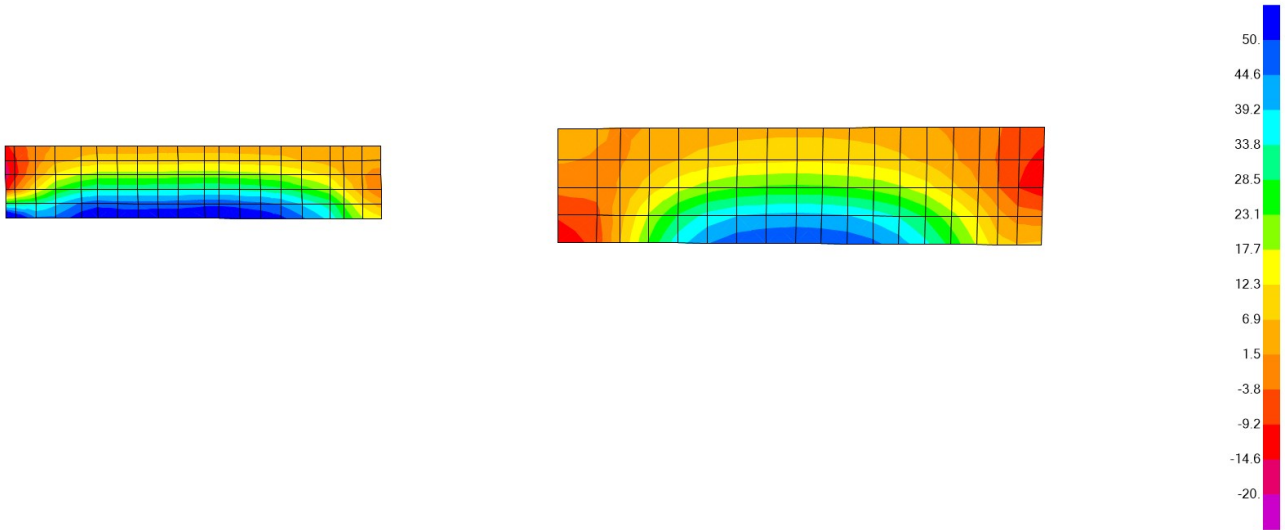


Figura 12.56 Taglio V23 massimo

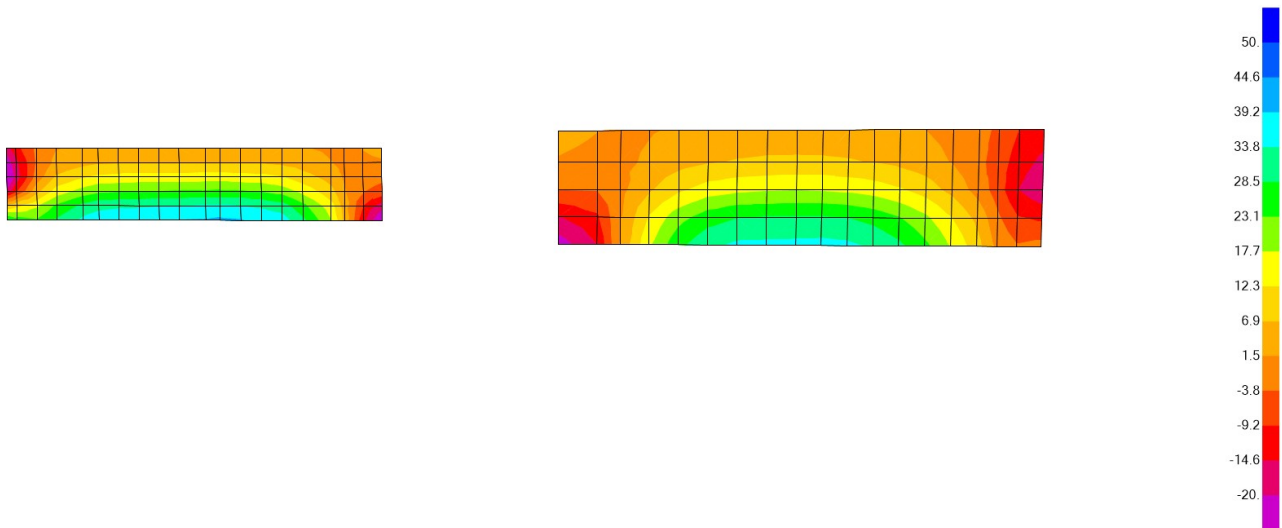


Figura 12.57 Taglio V23 minimo

12.2. VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI SLU

12.2.1. MURO FRONTALE

Per entrambi i muri frontali si prescrive un'armatura verticale di $\varnothing 20/20\text{cm}$; inoltre si dispongono degli spilli $\varnothing 10/40 \times 20\text{cm}$ per resistere al taglio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: SPSXMF_fi20-20

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

Titolo: SPSXMF_fi20/20

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	180	1	15.71	6.5
			2	15.71	173.5

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

Diagramma della sezione rettangolare con armatura.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali:
B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5‰ ϵ_{c2} 2‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 1,059 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.169‰
 ϵ_s 67.5‰
d 173.5 cm
x 5.401 x/d 0.03113
 δ 0.7

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

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

Precompresso

Figura 12.58 Verifica a flessione per la sezione allo spiccato

$$M_{rd} = 1059 \text{ kNm} > 750 \text{ kNm} = M_{ed}$$

Verifica soddisfatta

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm	
	Altezza sezione	$H =$	1800	mm	
	Copriferro netto	$c =$	45	mm	
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	65	mm	
	Altezza utile sezione	$d =$	1735	mm	
	Area cls	$A_c =$	18000	cm ²	
<u>Arm.Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	15.71	cm ²	
<u>Arm.Trasv.</u>	Area ferro staffe	$A_{fst} =$	0.785	cm ²	
	n° bracci staffe	$n_b =$	2.5		
	Area arm. trasv.	$A_{sw} =$	1.96	cm ²	
	Passo arm. trasv.	$s =$	20	cm	
	Ang. incl. arm. trasv. Risp. asse trave	$\alpha =$	90	°	
		$\cotg \alpha =$	0.00		
		$\cotg \vartheta =$	2.50		$1 \leq \cotg \vartheta \leq 2.5$
		$\sin \alpha =$	1.00		

Materiali

<u>Cls</u>	Classe di Resistenza cls		C35/45	
	Res. caratt. cubica a compr. cls	$R_{ck} =$	45.00	MPa
	Res. caratt. cilind. a compr. cls	$f_{ck} =$	37.35	MPa
	Coeff. parziale sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
	Res. di progetto cls	$f_{cd} =$	21.17	MPa
	Res. a compr. ridotta ($f' = 0,5 f'_{cd}$)	$f'_{cd} =$	10.58	MPa
<u>Acciaio</u>	Tens. caratt. snerv. acc.	$f_{yk} =$	450.0	MPa
	Coeff. parziale sicurezza acc.	$\gamma_s =$	1.15	
	Res. calcolo acc.	$f_{yd} =$	391.3	MPa

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Tens. media compr. sez. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$	$\sigma_{cp} =$	0.00	MPa
Coeff. maggiorativo	$\alpha_c =$	1.00	

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0,90 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) * \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 1499.7 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 * d * b_w * \alpha_c * f'_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) / (1 + \cotg^2 \vartheta)$$

$$V_{Rcd} = 5698.1 \text{ kN}$$

Resistenza a Taglio $V_{Rd} = 1499.7 \text{ kN} > 880.0 = V_{Ed}$

Esito Verifica

$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ Verifica soddisfatta $V_{Rd}/V_{Ed} = 1.70$

Le verifiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

12.2.2. MURO ANDATORE

Si prescrive una maglia armatura di $\varnothing 20/10\text{cm}$; inoltre si dispongono degli spilli $\varnothing 10/20 \times 40\text{cm}$ per resistere al taglio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: MA_fi20-10

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

Titolo : MA_fi20/10

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	6.5
2	31.42	53.5

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

Tipologia rottura: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

Proprietà	B450C	C35/45
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	3.5
E_s	200.000 N/mm ²	19.83
ϵ_s / E_c	15	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0.8
τ_{co}		2.257
τ_{c1}		

M_{xRd} 618 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 23.7 ‰
 d 53.5 cm
 x 6.885 x/d 0.1287
 δ 0.7

Figura 12.59 Verifica a flessione per la sezione allo spiccato

$$M_{rd} = 618 \text{ kNm} > 320 \text{ kNm} = M_{ed}$$

Verifica soddisfatta

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm	
	Altezza sezione	$H =$	600	mm	
	Copriferro netto	$c =$	45	mm	
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	65	mm	
	Altezza utile sezione	$d =$	535	mm	
	Area cls	$A_c =$	6000	cm ²	
<u>Arm.Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	31.42	cm ²	
<u>Arm.Trasv.</u>	Area ferro staffe	$A_{stt} =$	0.785	cm ²	
	n° bracci staffe	$n_b =$	2.5		
	Area arm. trasv.	$A_{sw} =$	1.96	cm ²	
	Passo arm. trasv.	$s =$	20	cm	
	Ang. incl. arm. trasv. Risp. asse tra	$\alpha =$	90	°	
		$\cotg \alpha =$	0.00		
		$\cotg \vartheta =$	2.50		$1 \leq \cotg \vartheta \leq 2.5$
		$\sin \alpha =$	1.00		

Materiali

<u>Cls</u>	Classe di Resistenza cls		C35/45	
	Res. caratt. cubica a compr. cls	$R_{ck} =$	45.00	MPa
	Res. caratt. cilind. a compr. cls	$f_{ck} =$	37.35	MPa
	Coeff. parziale sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
	Res. di progetto cls	$f_{cd} =$	21.17	MPa
	Res. a compr. ridotta ($f' = 0,5 f'_{cd}$)	$f'_{cd} =$	10.58	MPa
<u>Acciaio</u>	Tens. caratt. snerv. acc.	$f_{yk} =$	450.0	MPa
	Coeff. parziale sicurezza acc.	$\gamma_s =$	1.15	
	Res. calcolo acc.	$f_{yd} =$	391.3	MPa

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Tens. media compr. sez. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/I$	$\sigma_{cp} =$	0.00	MPa
Coeff. maggiorativo	$\alpha_c =$	1.00	

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rd} = 0,90 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd} = 462.4 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rd} = 0,90 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) / (1 + \cotg^2 \vartheta)$$

$$V_{Rd} = 1757.1 \text{ kN}$$

Resistenza a Taglio	$V_{Rd} =$	462.4 kN	>	350.0 = V_{Ed}
----------------------------	------------	----------	---	------------------

Esito Verifica

$V_{Rd} \geq V_{Ed}$	Verifica soddisfatta	$V_{Rd}/V_{Ed} =$	1.32
----------------------	----------------------	-------------------	------

Le verifiche risultano soddisfatte

12.2.3. PARAGHIAIA

Si effettuano verifiche locali relative al paraghiaia secondo quanto riportato nella circolare esplicativa delle NTC2018 al C5.1.3.3.5.2 in aggiunta a quanto riportato nei capitoli precedenti:

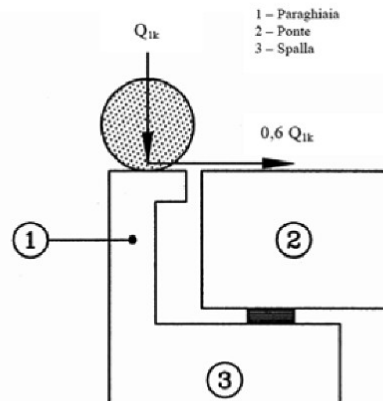


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

Di seguito si riportano i carichi applicati al metro lineare sul paraghiaia.

CARICHI VERTICALI			
PESO PROPRIO			
Altezza del paraghiaia	h	[m]	2.07
Spessore del paraghiaia	s	[m]	0.3
Larghezza del paraghiaia	L	[m]	1
Peso specifico	g	[kN/m ³]	25
Peso proprio - caratteristico	G _{1k}	[kN]	15.53
Coefficiente di sicurezza	g _{G1}	[-]	1
Peso proprio - progetto	G _{1d}	[kN]	15.53
CARICO TANDEM			
Carico tandem - caratteristico	Q _{1k}	[kN]	150
Altezza del paraghiaia	h	[m]	2.07
Larghezza di diffusione	L _{diff}	[m]	4.14
Carico tandem diffuso - caratteristico	Q _{2k,diff}	[kN]	36.23
Coefficiente di sicurezza	g _{Q2}	[-]	1
Coefficiente di sicurezza	y ₀₂	[-]	1
Carico tandem - progetto	Q _{2d}	[kN]	36.23

Da cui ne conseguono le seguenti sollecitazioni al metro lineare

PROGETTAZIONE ATI:

CARICHI ORIZZONTALI			
FRENATURA			
Frenatura - caratteristico	Q_{1k}	[kN]	180
Altezza del paraghiaia	h	[m]	2.07
Larghezza di diffusione	L_{diff}	[m]	4.07
Frenatura diffuso - caratteristico	$Q_{1k,diff}$	[kN]	44.23
Coefficiente di sicurezza	$g_{\alpha 1}$	[-]	1.35
Frenatura - progetto	Q_{1d}	[kN]	59.71
SPINTA DEL TERRENO			
Peso specifico del terreno	g_t	[kN/m ³]	19
Altezza del paraghiaia	h	[m]	2.07
Pressione verticale	s_v	[kN/m ²]	39.33
Angolo d'attrito	f	[°]	35
Coefficiente di spinta a riposo	K_0	[-]	0.4264
Spinta alla base - caratteristico	G_{3k}	[kN]	16.77
Risultante della spinta		[kN]	17.36
Coefficiente di sicurezza	g_{G3}	[-]	1.35
Spinta alla base - progetto	G_{3d}	[kN]	22.64
Risultante della spinta		[kN]	23.43
SOLLECITAZIONI SUL PARGHIAIA (MENSOLA)			
Sforzo Normale	N	[kN]	50
Taglio	V	[kN]	85
Momento	M	[kN/m]	140

PROGETTAZIONE ATI:

Si prescrive un'armatura verticale di $\varnothing 20/10\text{cm}$.

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: Par_fi20-10". The interface includes a menu bar, a toolbar, and several data input/output panels.

Titolo: Par_fi20/10

N° figure elementari: 1 (Zoom) **N° strati barre:** 2 (Zoom)

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	31.42	6.5
			2	31.42	23.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 50.21 **0** kN

M_{xEd}: 0 **0** kNm

M_{yEd}: 0 **0** kNm

P.to applicazione N: Centro **Baricentro cls**

Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 253.6 kNm

Materiali:

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

Stress Results:

σ_c : -19.83 N/mm²

σ_s : 391.3 N/mm²

ϵ_c : 3.5 ‰

ϵ_s : 8.256 ‰

d : 23.5 cm

x : 6.997 x/d : 0.2977

δ : 0.8122

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

Figura 12.60 Verifica a flessione per la sezione allo spiccato

$M_{rd}=253 \text{ kNm} > 140\text{kNm} =M_{ed}$

Verifica soddisfatta

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm	
	Altezza sezione	$H =$	300	mm	
	Copriferro netto	$c =$	45	mm	
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	65	mm	
	Altezza utile sezione	$d =$	235	mm	
	Area cls	$A_c =$	3000	cm ²	
<u>Arm. Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	31.42	cm ²	
<u>Arm. Trasv.</u>	Area ferro staffe	$A_{bst} =$	0.785	cm ²	
	n° bracci staffe	$n_b =$	2.5		
	Area arm. trasv.	$A_{sw} =$	1.96	cm ²	
	Passo arm. trasv.	$s =$	20	cm	
	Ang. incl. arm. trasv. Risp. asse tra	$\alpha =$	90	°	
		$\cotg \alpha =$	0.00		
		$\cotg \vartheta =$	2.50		$1 \leq \cotg \vartheta \leq 2.5$
		$\sin \alpha =$	1.00		

Materiali

<u>Cls</u>	Classe di Resistenza cls		C35/45	
	Res. caratt. cubica a compr. cls	$R_{ck} =$	45.00	MPa
	Res. caratt. cilind. a compr. cls	$f_{ck} =$	37.35	MPa
	Coeff. parziale sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
	Res. di progetto cls	$f_{cd} =$	21.17	MPa
	Res. a compr. ridotta ($f' = 0,5 f'_{cd}$)	$f'_{cd} =$	10.58	MPa
<u>Acciaio</u>	Tens. caratt. snerv. acc.	$f_{yk} =$	450.0	MPa
	Coeff. parziale sicurezza acc.	$\gamma_s =$	1.15	
	Res. calcolo acc.	$f_{yd} =$	391.3	MPa

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Resistenza a taglio $V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

$K = 1 + (200/d)^{1/2}$	$k =$	1.923	≤ 2	
$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot x_d)$	$\rho_1 =$	0.0134	≤ 0.02	
Tens. media compr. sez. $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A$	$\sigma_{cp} =$	0.000	MPa	$\leq 0,2 f_{cd} = 4.23$ MPa
$v_{min} = 0,035 \times K^{1,5} \times f_{ck}^{0,5}$	$v_{min} =$	0.570	MPa	
V_{Rd}	$V_{Rd} =$	199.6	kN	
$V_{Rd,min} = (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,min} =$	134.0	kN	

Resistenza a Taglio $V_{Rd} = 199.6$ kN $> 85.0 = V_{Ed}$

Esito Verifica

$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ Verifica soddisfatta $V_{Rd}/V_{Ed} = 2.35$

Le verifiche risultano soddisfatte

12.3. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI AGLI SLE

12.3.1. MURI FRONTALI

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni agli Stati Limite di Esercizio dei muri frontali di entrambe le spalle.

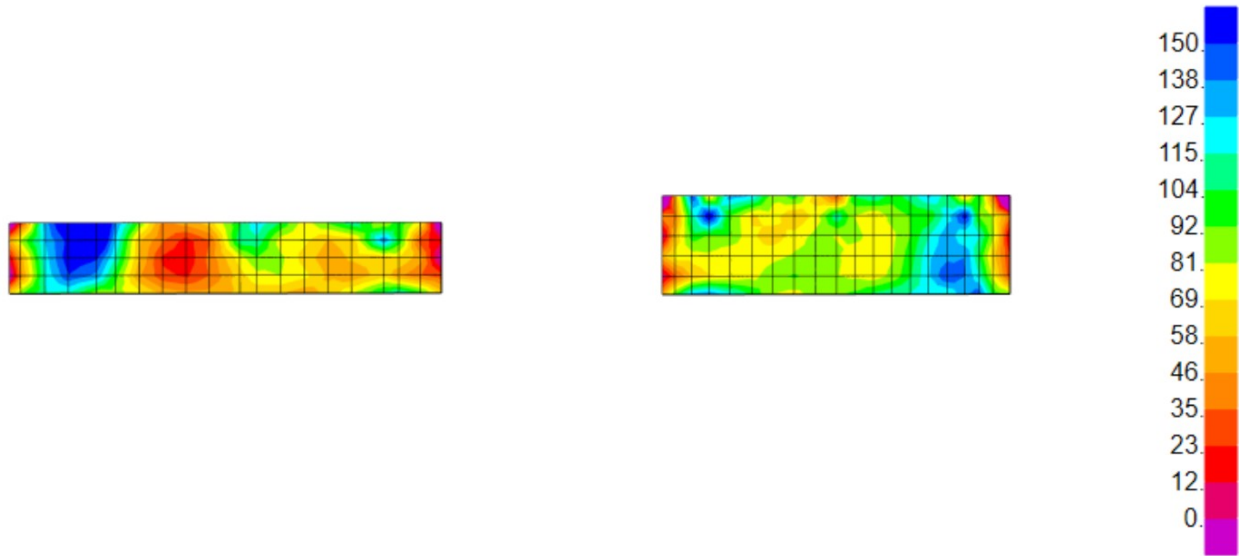


Figura 12.61 Momento flettente M11 - SLE Rara

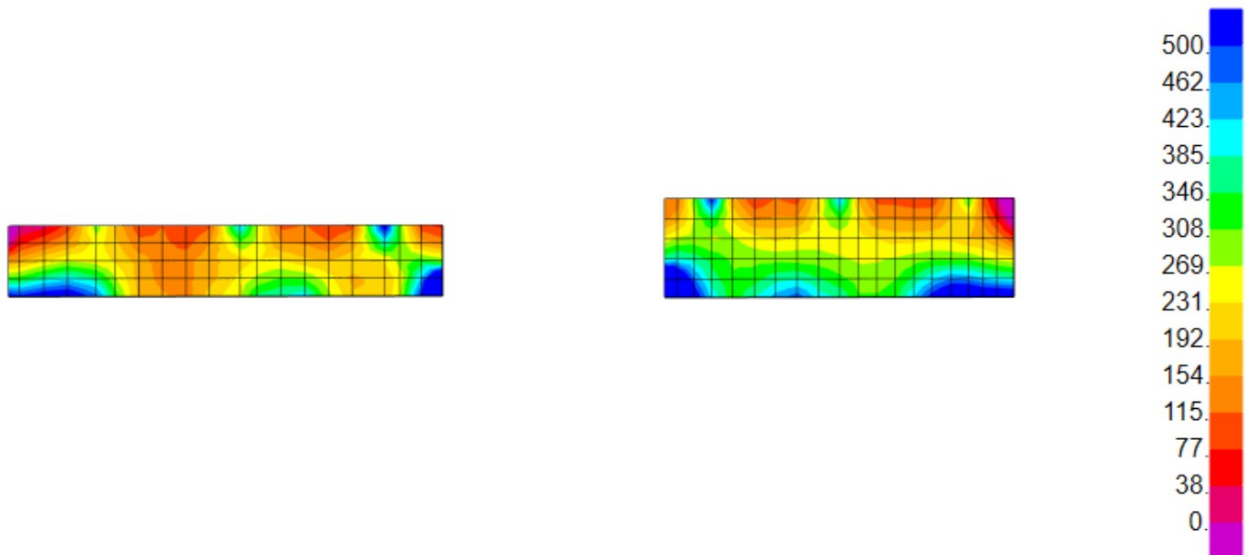


Figura 12.62 Momento flettente M22 - SLE Rara

PROGETTAZIONE ATI:

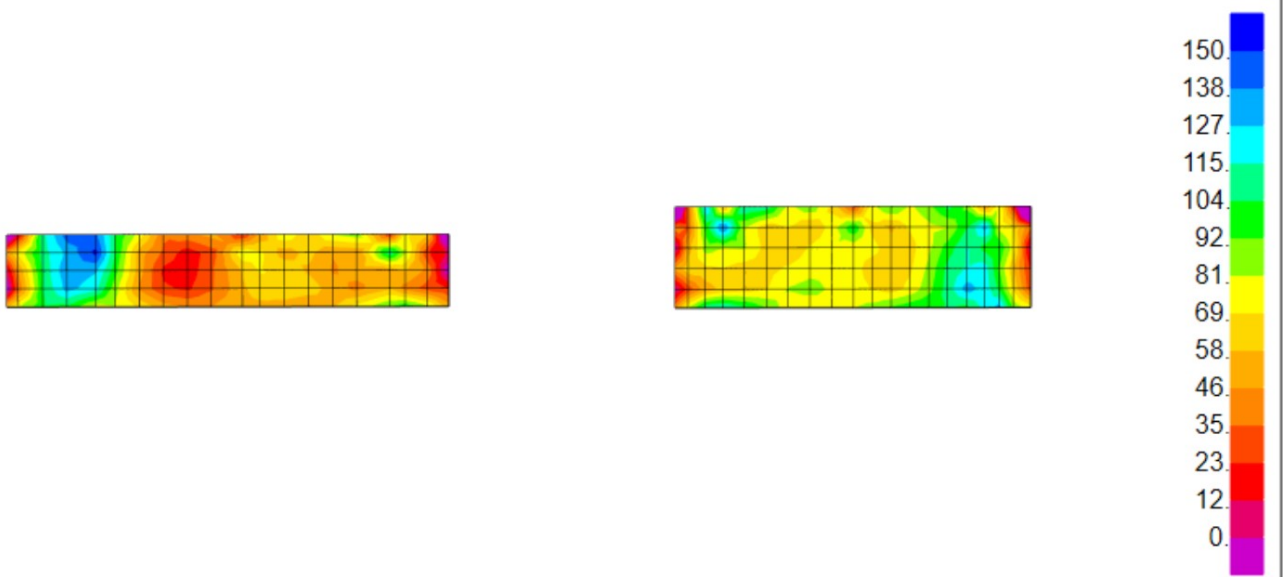


Figura 12.63 Momento flettente M11 - SLE Frequente

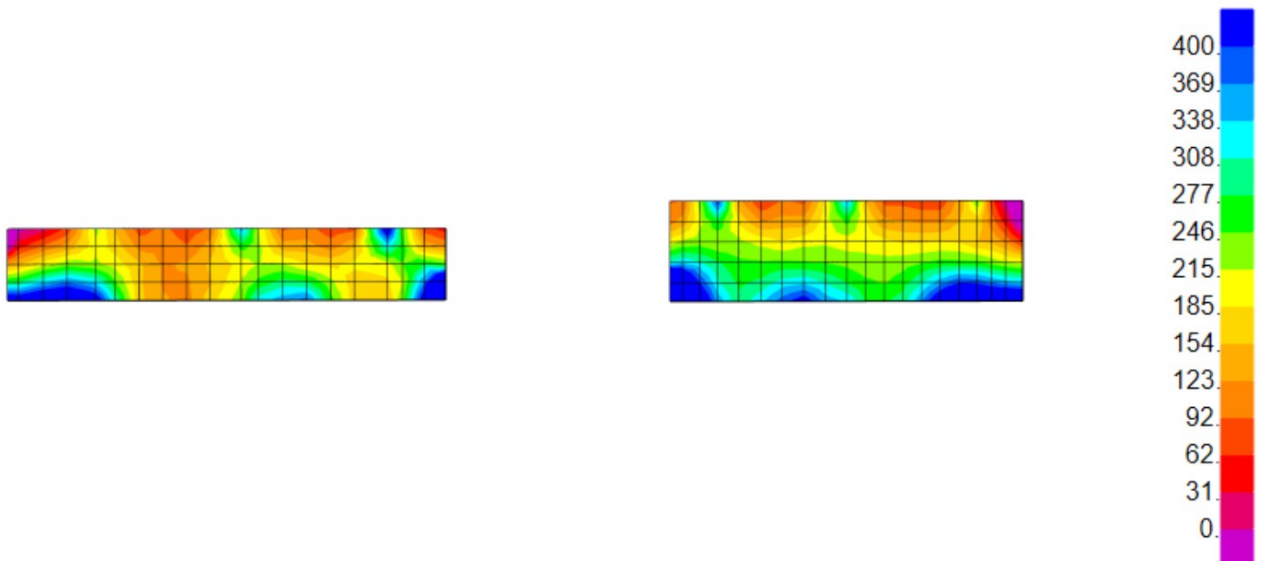


Figura 12.64 Momento flettente M22 - SLE Frequente

PROGETTAZIONE ATI:

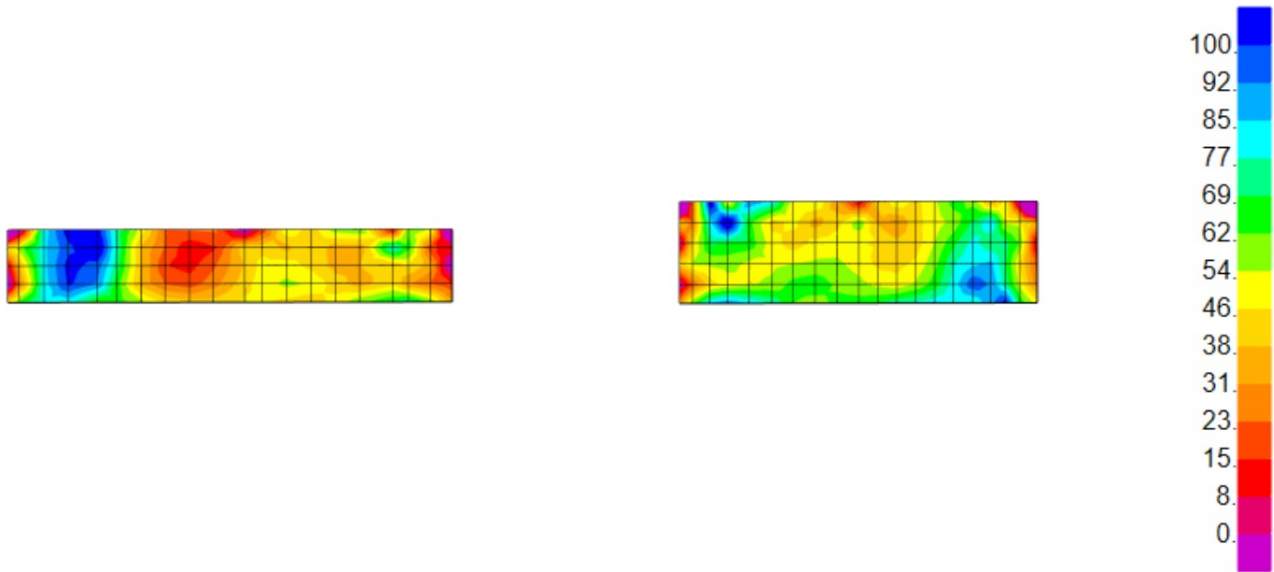


Figura 12.65 Momento flettente M11 - SLE Quasi Permanente

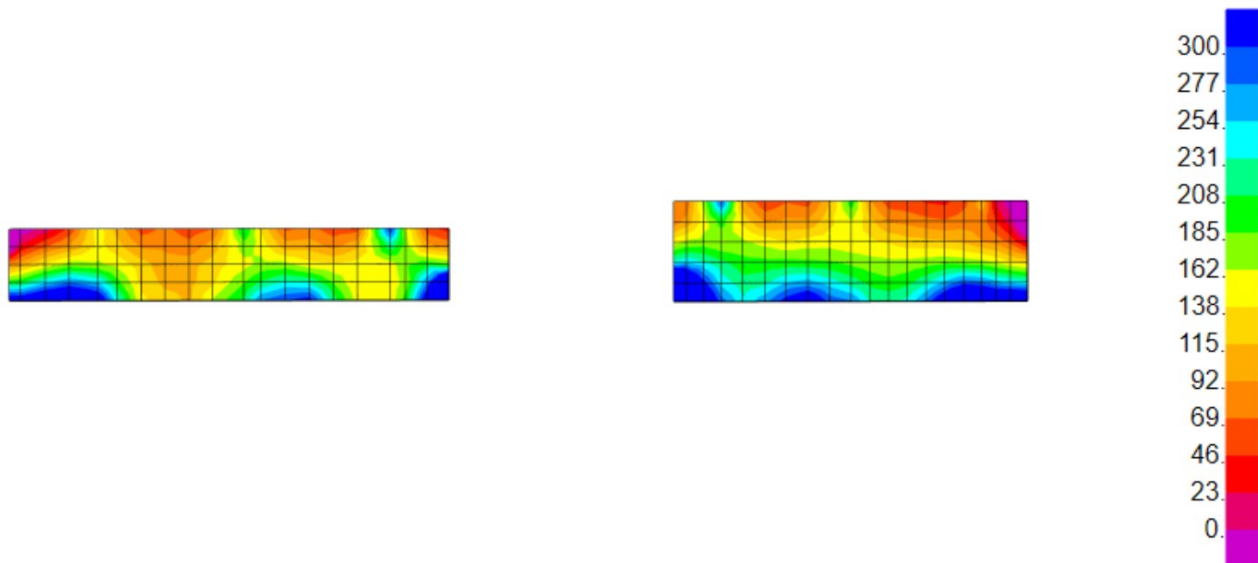


Figura 12.66 Momento flettente M22 - SLE Quasi Permanente

12.3.1. MURI ANDATORI

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni agli Stato Limite di Esercizio dei muri più sollecitati di entrambe le spalle: il muro andatore sinistro della spalla sinistra e il muro sinistro della spalla destra.

PROGETTAZIONE ATI:

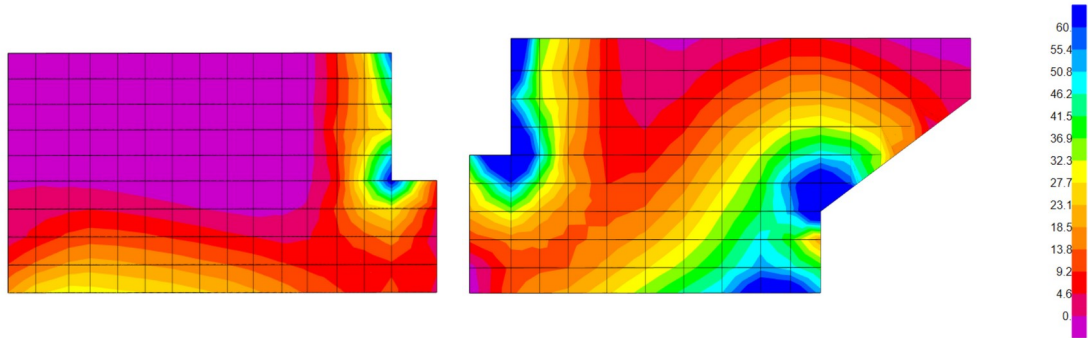


Figura 12.67 Momento flettente M11 - SLE Rara

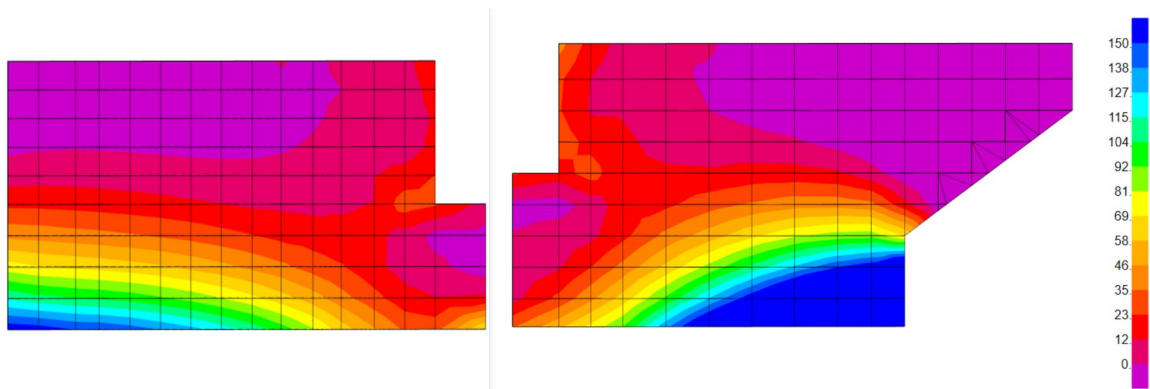


Figura 12.68 Momento flettente M22 - SLE Rara

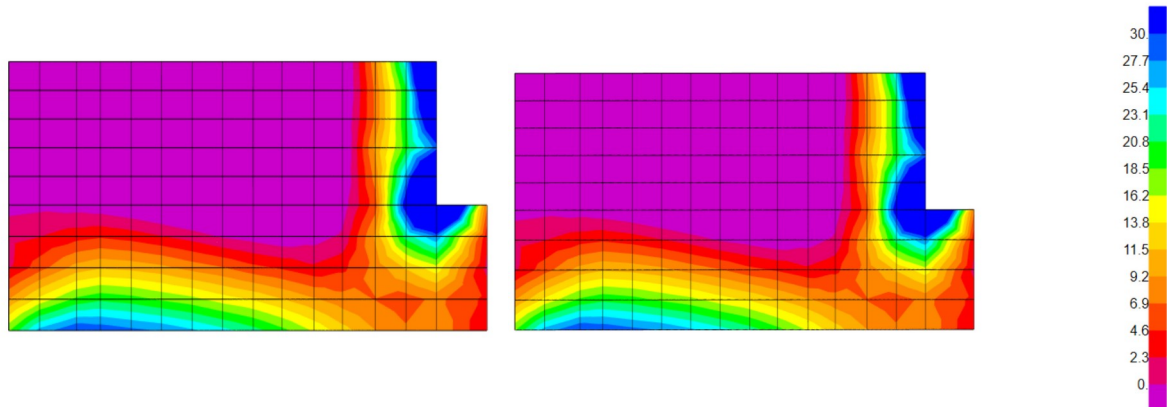


Figura 12.69 Momento flettente M11 - SLE Frequente

PROGETTAZIONE ATI:

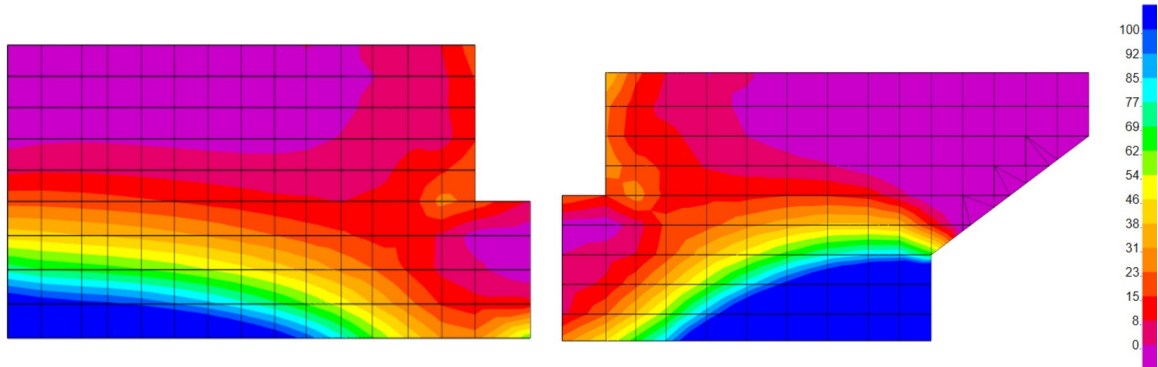


Figura 12.70 Momento flettente M22 - SLE Frequente

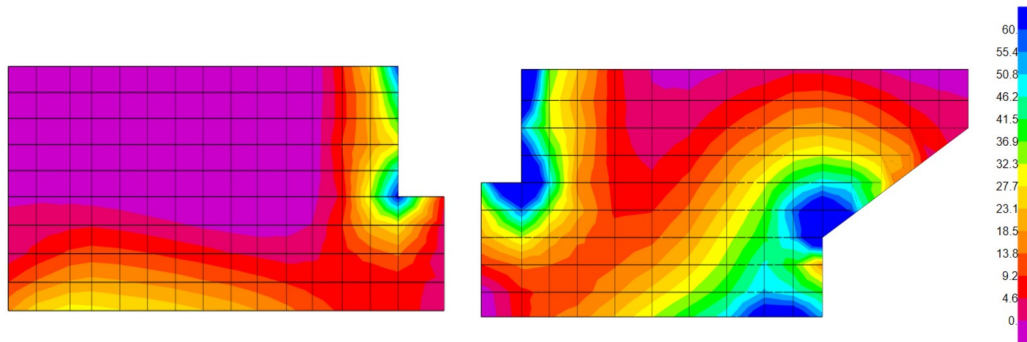


Figura 12.71 Momento flettente M11 massimo - SLE Quasi Permanente

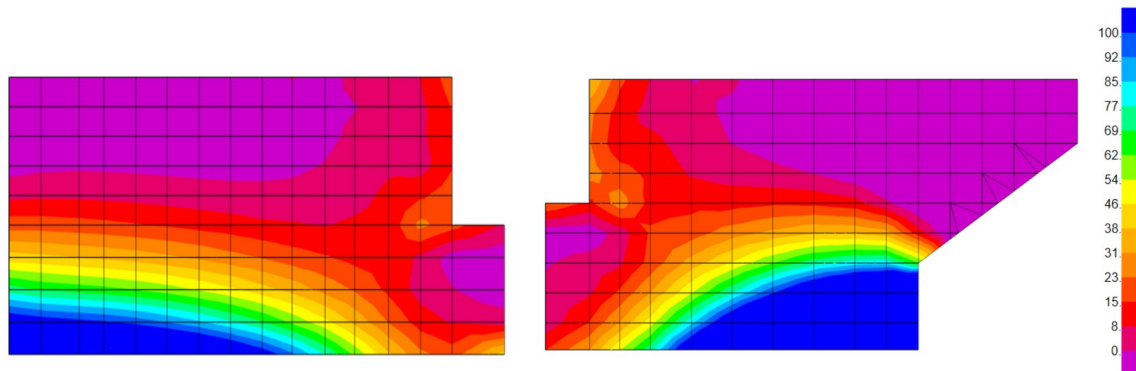


Figura 12.72 Momento flettente M22 - SLE Quasi Permanente

PROGETTAZIONE ATI:

12.3.1. PARAGHIAIA

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni agli Stati Limite di Esercizio dei paraghiaia di entrambe le spalle.

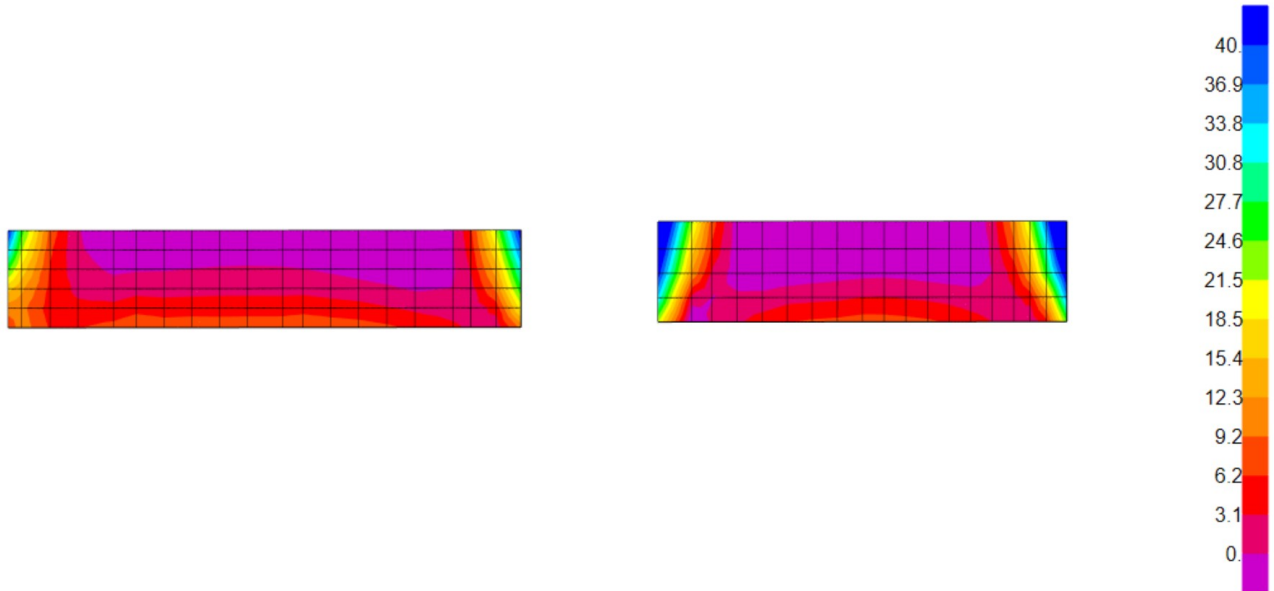


Figura 12.73 Momento flettente M11 - SLE Rara

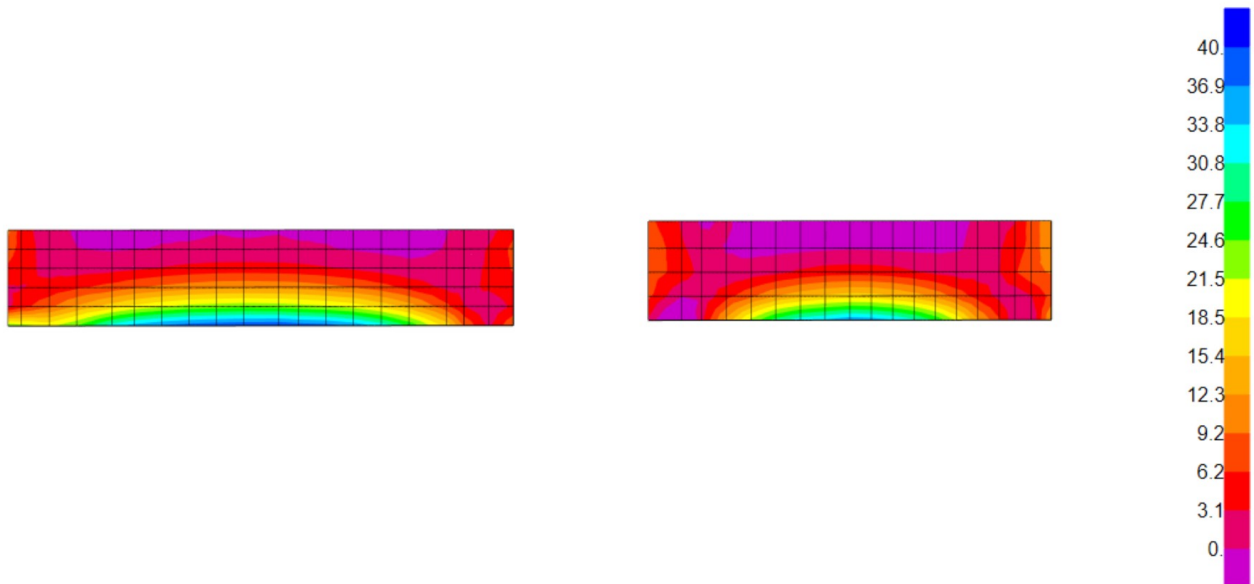


Figura 12.74 Momento flettente M22 - SLE Rara

PROGETTAZIONE ATI:

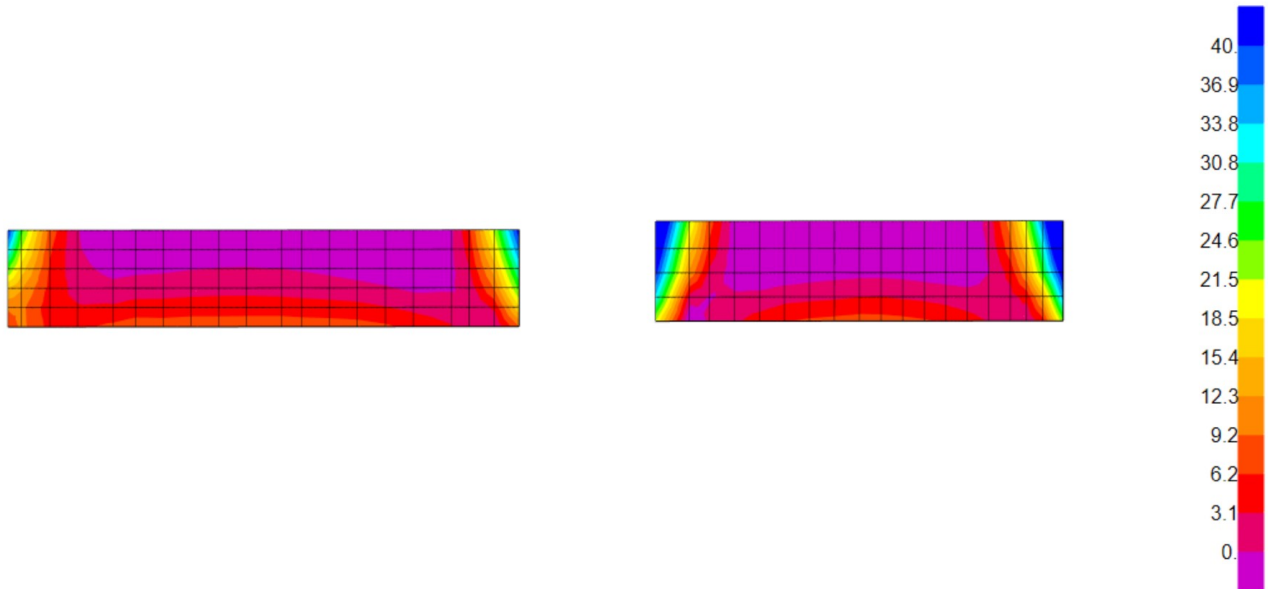


Figura 12.75 Momento flettente M11 - SLE Frequente

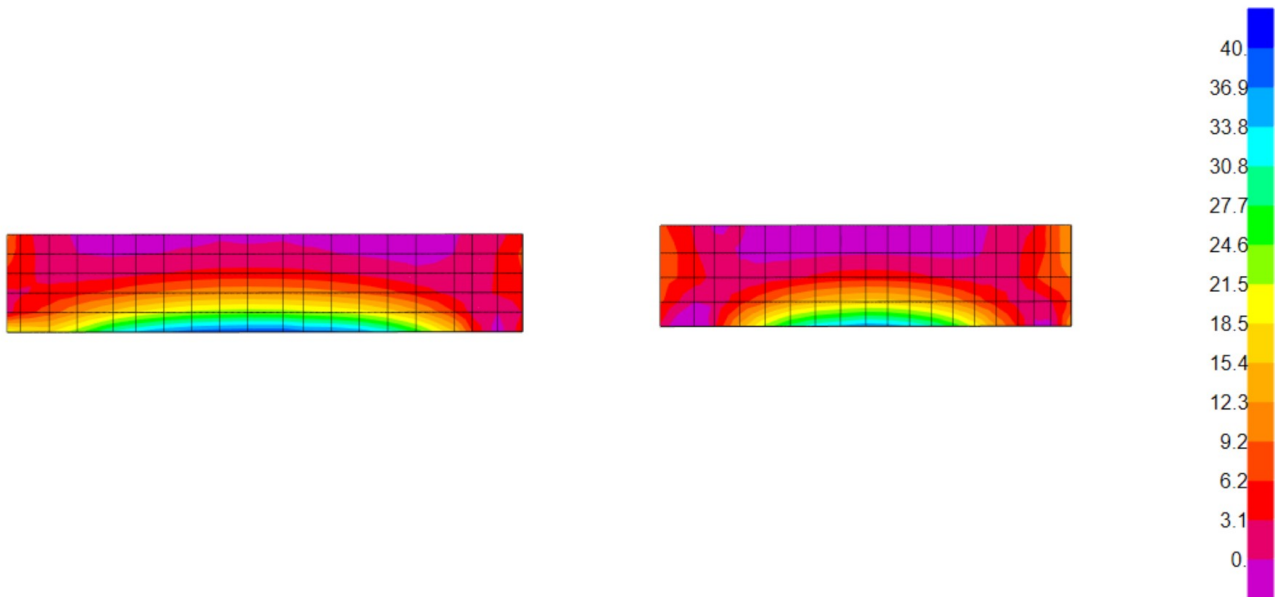


Figura 12.76 Momento flettente M22 - SLE Frequente

PROGETTAZIONE ATI:

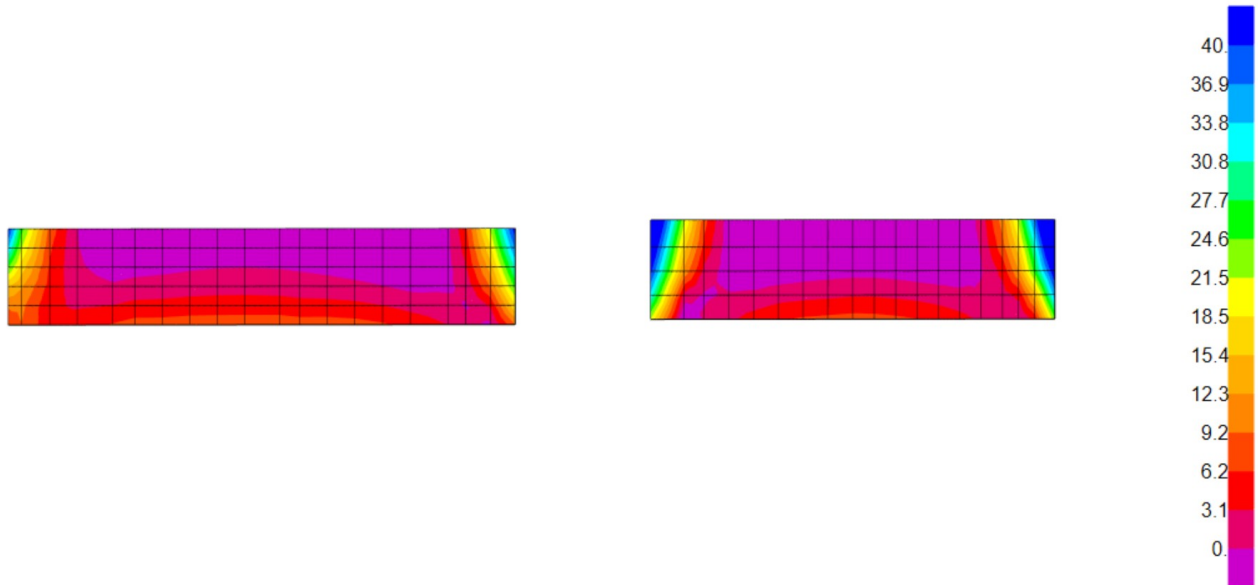


Figura 12.77 Momento flettente M11 massimo - SLE Quasi Permanente

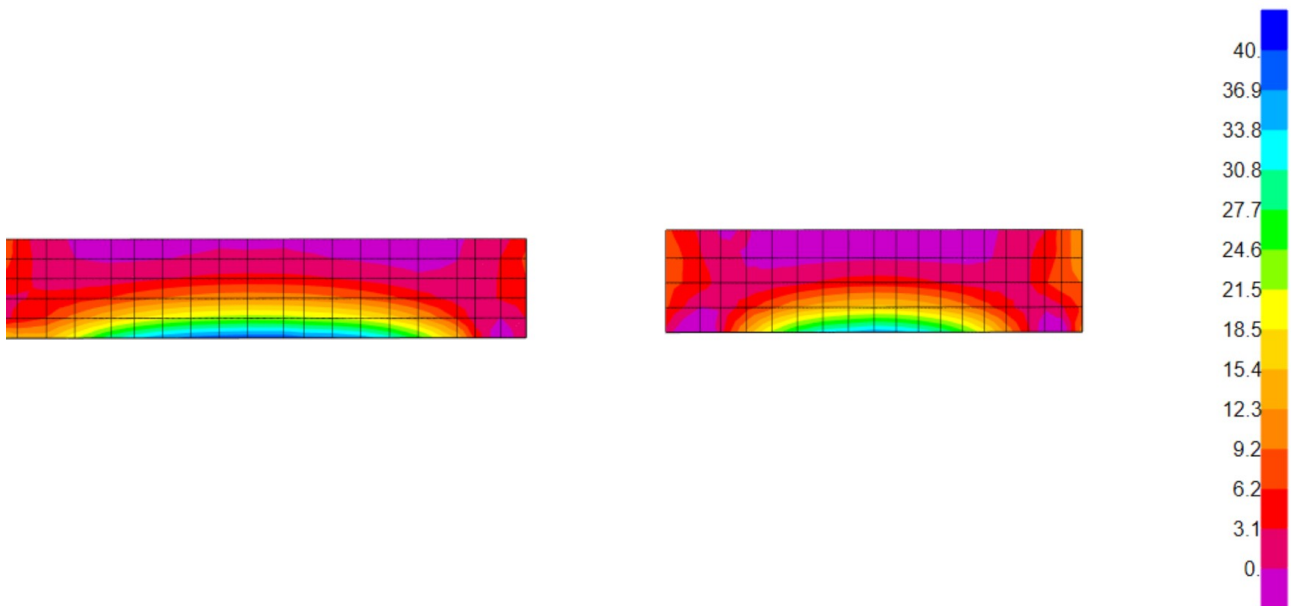


Figura 12.78 Momento flettente M22 massimo - SLE Quasi Permanente

12.4. VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI SLE

Si riportano di seguito le verifiche allo SLE per le sezioni notevoli delle spalle.

Le verifiche sono soddisfatte se sono rispettati i seguenti limiti di tensioni nel cls e nell'acciaio, e di apertura delle fessure.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:
 $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara) = 22.41 MPa

PROGETTAZIONE ATI:

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 16.80 MPa

La massima tensione di trazione nell'acciaio σ_s , deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$ per combinazione quasi permanente = 360 MPa

Condizioni ambientali:

XC4+XS1 - con cls C35/45 per le pile → condizioni aggressive

Tipo Armatura: Poco sensibile

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

La soletta prevede quindi un limite di ampiezza delle fessure:

- QP: $W_1 = 0.2\text{mm}$
- FREQ: $W_2 = 0.3\text{mm}$

12.4.1. MURO FRONTALE

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni sul muro frontale delle spalle risultano $M=390\text{kNm}$ e $N=615\text{kN}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SPSXMF_fi20-20

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

Titolo : SPSXMF_fi20/20

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	180	1	15.71	6.5
			2	15.71	173.5

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

Soilcitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 615 kN
M_{Ed} 0 390 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

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

σ_c -1.238 N/mm²
 σ_s 14.14 N/mm²
 ϵ_s 0.07072 ‰
d 173.5 cm
x 98.5 x/d 0.5677
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Figura 12.79 Verifica alle tensioni – combinazione Rara

La verifica risulta soddisfatta

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni sul muro frontale delle spalle risultano $M=275\text{kNm}$ e $N=616\text{kN}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SPSXMF_fi20-20

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

Titolo : SPSXMF_fi20/20

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	180	1	15.71	6.5
			2	15.71	173.5

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

Soilcitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 616 kN
M_{xEd} 0 275 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

Materiali:

B450C		C35/45	
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}	19.83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

σ_c -0.8439 N/mm²
 σ_s 2.752 N/mm²
 ϵ_s 0.01376 ‰
d 173.5 cm
x 142.5 x/d 0.8214
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 3

Precompresso

Figura 12.80 Verifica alle tensioni – combinazione Quasi Permanente

Le tensioni rientrano nei limiti di normativa.

Si procede quindi alla verifica a fessurazione

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 1800 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 1735 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 65 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 45 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$ = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ = 1571 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 37.35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 3.4 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 34625 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s = 36.85 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 271.2 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_0 = 6.06 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s = 1571 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ = 162500 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ = 509600 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ = 900000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ = 162500 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0.00938 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 3.4 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t = 0.4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0.000105 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = -0.000544 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0.000105 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ = 275 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k_1 = 0.800 [-]
	k_2 = 0.500 [-]
	k_3 = 3.400 [-]
	k_4 = 0.425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	$s_{r,max,1}$ = 516 [mm]
	$s_{r,max,2}$ = 1987 [mm]
	$s_{r,max}$ = 516 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0.05 [mm]

Figura 12.81 Verifica a fessurazione – combinazione Frequente

PROGETTAZIONE ATI:

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 1800 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 1735 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 65 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$ = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ = 1571 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 37.35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 3.4 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 34625 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s = 34.92 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 254.3 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_c = 6.06 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s = 1571 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ = 162500 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ = 515233 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ = 900000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ = 162500 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0.00967 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 3.4 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0.000100 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ = -0.000533 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0.000100 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ = 275 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k_1 = 0.800 [-]
	k_2 = 0.500 [-]
	k_3 = 3.400 [-]
	k_4 = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ = 505 [mm]
	$s_{r,max,2}$ = 2009 [mm]
	$s_{r,max}$ = 505 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0.05 [mm]

Figura 12.82 Verifica a fessurazione – combinazione Quasi Permanente

La verifica risulta soddisfatta

PROGETTAZIONE ATI:

12.4.2. MURO ANDATORE

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni risultano $M=340\text{kNm}$ e $N=256\text{kN}$

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: MA_fi20-10". It contains several input and output panels:

- Titolo:** MA_fi20/10
- N° figure elementari:** 1 (Zoom)
- N° strati barre:** 2 (Zoom)
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	6.5
2	31.42	53.5
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
 - Metodo n
 - N_{Ed}: 0, 256 kN
 - M_{Ed}: 0, 340 kNm
 - M_{yEd}: 0, 0
- P.to applicazione N:**
 - Centro (selected), Baricentro cls
 - Coord.[cm]: xN=0, yN=0
- Materiali:**
 - B450C: ϵ_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200,000 N/mm², ϵ_{syd} 1.957‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C35/45: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5‰, f_{cd} 19.83, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 13.5, τ_{co} 0.8, τ_{c1} 2.257
- Stress Results:**
 - σ_c : -6.799 N/mm²
 - σ_s : 188.5 N/mm²
 - ϵ_s : 0.9423‰
 - d: 53.5 cm
 - x: 18.79, x/d: 0.3511
 - δ : 0.8789
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n
- Verifica:** N° iterazioni: 4
- Precompresso:** (checkbox)

Figura 12.83 Verifica alle tensioni – combinazione Rara

La verifica risulta soddisfatta

Allo stato limite quasi permanente le massime sollecitazioni risultano $M=330\text{kNm}$ e $N=260\text{kN}$

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: MA_fi20-10". It contains several input and output panels:

- Titolo:** MA_fi20/10
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	6.5
2	31.42	53.5
- Sollecitazioni:** S.L.U., Metodo n. $N_{Ed} = 260$ kN, $M_{Ed} = 330$ kNm.
- P.to applicazione N:** Centro.
- Materiali:** B450C and C35/45. Properties include $E_{su} = 67.5$ ‰, $f_{yd} = 391.3$ N/mm², $E_s = 200,000$ N/mm², $f_{cd} = 19.83$ N/mm², $E_{s}/E_c = 15$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $E_{syd} = 1.957$ ‰, $\sigma_{c,adm} = 13.5$ N/mm², $\tau_{co} = 0.8$, $\tau_{c1} = 2.257$.
- Stress Results:** $\sigma_c = -6.609$ N/mm², $\sigma_s = 181.3$ N/mm², $\epsilon_s = 0.9063$ ‰, $d = 53.5$ cm, $x = 18.92$ mm, $x/d = 0.3536$, $\delta = 0.8819$.
- Verification:** "Verifica" button, "N° iterazioni: 4", "Precompresso" checkbox.

Figura 12.84 Verifica alle tensioni – combinazione Quasi Permanente

Le tensioni rientrano nei limiti di normativa.

Si procede quindi alla verifica a fessurazione

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 600 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 535 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 65 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 45 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,1} = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,1} = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} = 3142 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,2} = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} = 37.35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3.4 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 34625 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 195.4 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 190.9 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga ▾
Coefficiente di omogeneizzazione	α ₀ = 6.06 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s = 3142 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff,1} = 162500 [mm ²] A _{c,eff,2} = 136367 [mm ²] A _{c,eff,3} = 300000 [mm ²] A _{c,eff,min} = 136367 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{o,eff} = 0.02304 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.4 [MPa]
Fattore di durata del carico	k _t = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} = 0.000558 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.} = 0.000615 [-] [ε_{sm}-ε_{cm}] = 0.000615 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 275 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ = 0.800 [-] k ₂ = 0.500 [-] k ₃ = 3.400 [-] k ₄ = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max,1} = 301 [mm] s _{r,max,2} = 532 [mm] s_{r,max} = 301 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim} = 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0.18 [mm]

Figura 12.85 Verifica a fessurazione – combinazione Frequente

PROGETTAZIONE ATI:

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 600 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 535 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 65 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,1} = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,1} = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} = 3142 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,2} = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} = 37.35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3.4 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 34625 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 181.30 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 189.2 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α ₀ = 6.06 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s = 3142 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff,1} = 162500 [mm ²] A _{c,eff,2} = 136933 [mm ²] A _{c,eff,3} = 300000 [mm ²] A _{c,eff,min} = 136933 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff} = 0.02294 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.4 [MPa]
Fattore di durata del carico	k _f = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} = 0.000518 [-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.} = 0.000546 [-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] = 0.000546 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 275 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k ₁ = 0.800 [-]
	k ₂ = 0.500 [-]
	k ₃ = 3.400 [-]
	k ₄ = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	s _{r,max,1} = 301 [mm]
	s _{r,max,2} = 534 [mm]
	s _{r,max} = 301 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim} = 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k = 0.16 [mm]

Figura 12.86 Verifica a fessurazione – combinazione Quasi Permanente

Le verifiche risultano soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

12.4.3. PARAGHIAIA

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni risultano essere quelle ottenute dalla combinazione in cui la frenatura è il carico principale e sono pari a $M=110\text{kNm}$ e $N=42\text{kN}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Par_fi20-10

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

Titolo: EPar_fi20/10

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	31.42	6.5
			2	31.42	23.5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	19.83 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8 N/mm²
		τ_{c1}	2.257 N/mm²

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

Verifica
N° iterazioni: 4
Precompresso

Results:
 σ_c : -0.718 N/mm²
 σ_s : 173.4 N/mm²
 ϵ_s : 0.8671 ‰
d: 23.5 cm
x: 10.1 cm, x/d: 0.4299
 δ : 0.9774

Figura 12.87 Verifica alle tensioni – combinazione Rara

La verifica risulta soddisfatta

Allo stato limite quasi permanente le massime sollecitazioni risultano $M=70\text{kNm}$ e $N=19\text{kN}$

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: Par_fi20-10". It contains several panels for defining and verifying a structural section:

- Titolo:** Par_fi20/10
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1 (Elementary Figures):**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30
- Table 2 (Reinforcement Layers):**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	6.5
2	31.42	23.5
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
 - N_{Ed} : 19 kN
 - M_{Ed} : 70 kNm
 - M_{yEd} : 0
 - M_{zEd} : 0
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** Metodo n
- Materiali:**
 - B450C:** ϵ_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200,000 N/mm², ϵ_{s}/E_c 15, ϵ_{syd} 1.957‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C35/45:** ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5‰, f_{cd} 19.03 N/mm², f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 13.5, τ_{co} 0.8, τ_{c1} 2.257
- Results:**
 - σ_c : -5.54 N/mm²
 - σ_s : 111.6 N/mm²
 - ϵ_s : 0.558‰
 - d : 23.5 cm
 - x : 10.03, x/d : 0.4268
 - δ : 0.9735
- Verification:** N° iterazioni: 4
- Precompresso:**

Figura 12.88 Verifica alle tensioni – combinazione Quasi Permanente

Le tensioni rientrano nei limiti di normativa.

Si procede quindi alla verifica a fessurazione

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 300 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 235 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 65 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 45 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{s,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{s,1}$ 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{s,1}$ 3142 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{s,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{s,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{s,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 37.35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3.4 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 34625 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 114 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 98.89 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_0 6.06 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 3142 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 162500 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 67037 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 150000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 67037 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.04686 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.4 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0.4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000326 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0.000368 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$ 0.000368 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 275 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-] k_2 0.500 [-] k_3 3.400 [-] k_4 0.425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	$s_{r,max,1}$ 226 [mm]
	$s_{r,max,2}$ 261 [mm]
	$s_{r,max}$ 226 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.08 [mm]

Figura 12.89 Verifica a fessurazione – combinazione Frequente

PROGETTAZIONE ATI:

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 300 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 23.5 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 65 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{r,1}$ = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r,1}$ = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ = 3142 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{r,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{r,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ = 0 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck} = 37.35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 3.4 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 34625 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 210000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_p = 111.60 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 100.3 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga ▾
Coefficiente di omogeneizzazione	α_0 = 6.06 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s = 3142 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ = 691250 [mm ²]
	$A_{c,eff,2}$ = 66567 [mm ²]
	$A_{c,eff,3}$ = 150000 [mm ²]
	$A_{c,eff,min}$ = 66567 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{s,eff}$ = 0.04719 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 3.4 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_f = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$ = 0.000319 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$ = 0.000357 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$ = 0.000357 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 20.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ = 275 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 = 0.800 [-]
	k_2 = 0.500 [-]
	k_3 = 3.400 [-]
	k_4 = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max,1}$ = 225 [mm]
	$s_{r,max,2}$ = 260 [mm]
	$s_{r,max}$ = 225 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0.08 [mm]

Figura 12.90 Verifica a fessurazione – combinazione Quasi Permanente

Le verifiche risultano soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

13. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Per la stima della capacità portante dei pali in funzione della lunghezza si veda quanto riportato nella specifica relazione geotecnica.

I pali di fondazione hanno tutti un Diametro di 1000mm; per la spalla A la loro lunghezza è pari a 24m mentre per la spalla B la lunghezza è di 22m. Di seguito si riportano le rigidità utilizzate nel modello di calcolo:

rigidezza alla punta		
L_{palo}	K	K
(m)	MN/m	KN/m
22	568	567940
24	603	602840

Si riportano i valori discretizzati per ogni metro delle rigidità nelle direzioni 2 e 3 degli elementi frame che modellano i pali:

z	K	z	K
(m)	(kN/m ³)	(m)	(kN/m ³)
1	-	13	116690
2	17952	14	125666
3	26928	15	134642
4	35905	16	143618
5	44881	17	152595
6	53857	18	161571
7	62833	19	170547
8	71809	20	179523
9	80785	21	188499
10	89762	22	197475
11	98738	23	206451
12	107714	24	215428

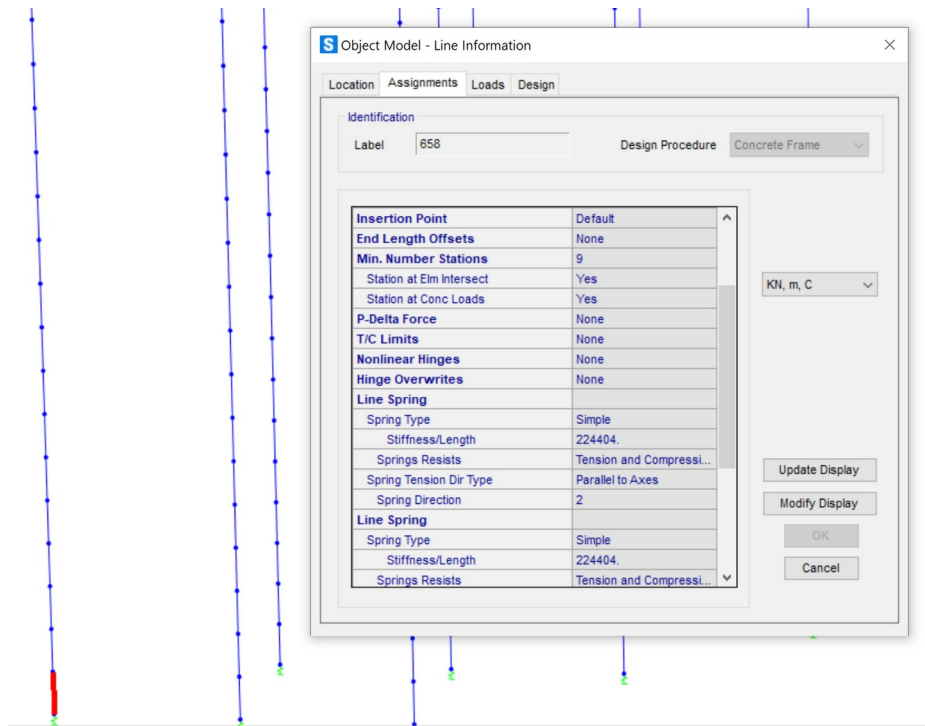


Figura 13.91 Modellazione del sistema palo-terreno – Fusto

S Linear Link/Support Directional Properties



S Linear Link/Support Directional Properties



Figura 13.92 Modellazione del sistema palo-terreno – Carico alla punta per 22m e 24m

13.1. VERIFICHE STRUTTURALI

13.1.1. PLATEA

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni agli SLU derivati dal modello di calcolo

PROGETTAZIONE ATI:

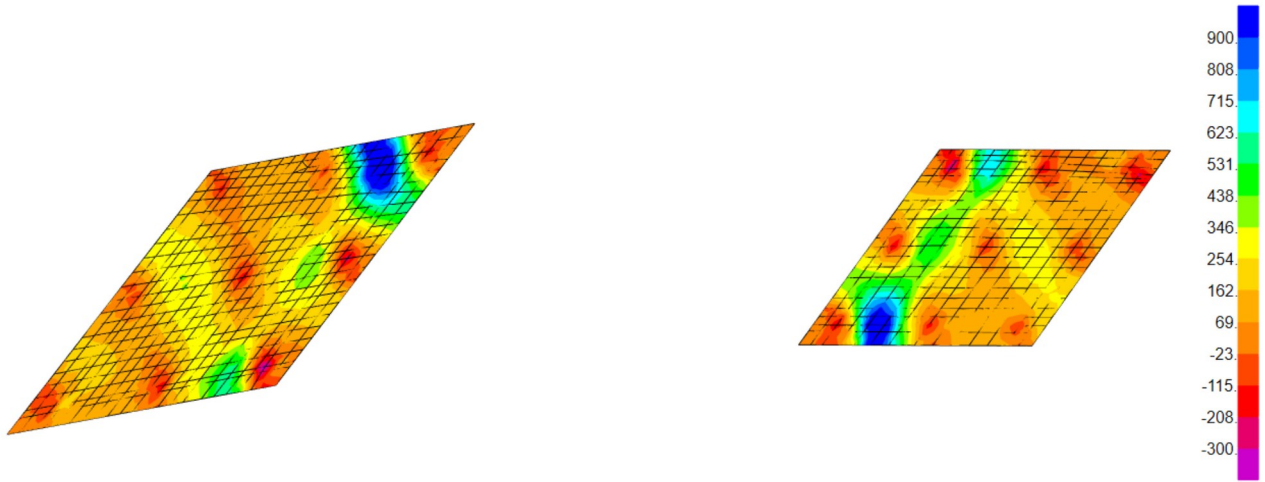


Figura 13.93 Momento flettente M_{11} massimo

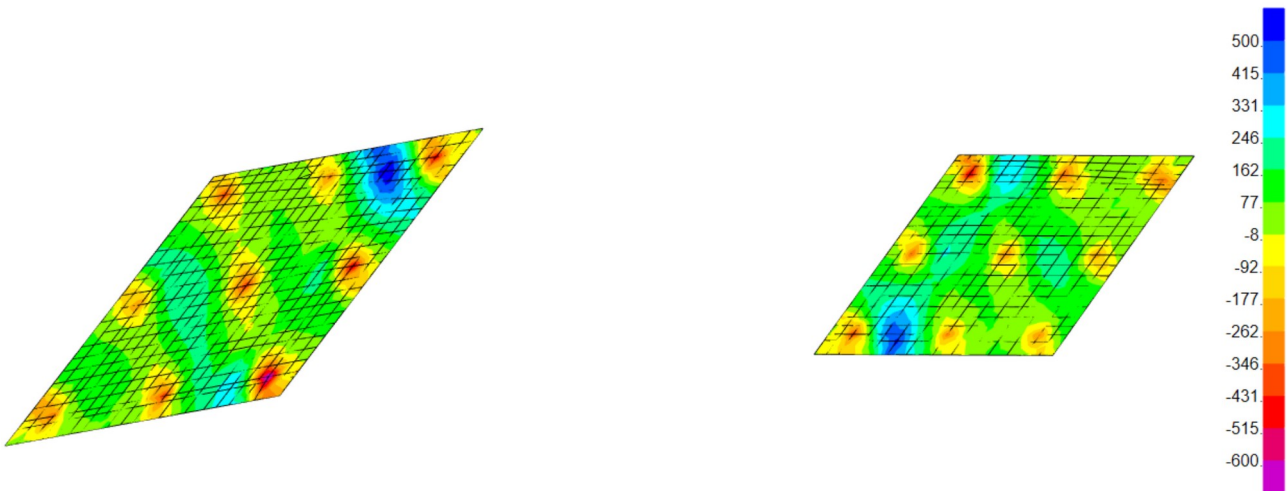


Figura 13.94 Momento flettente M_{11} minimo

PROGETTAZIONE ATI:

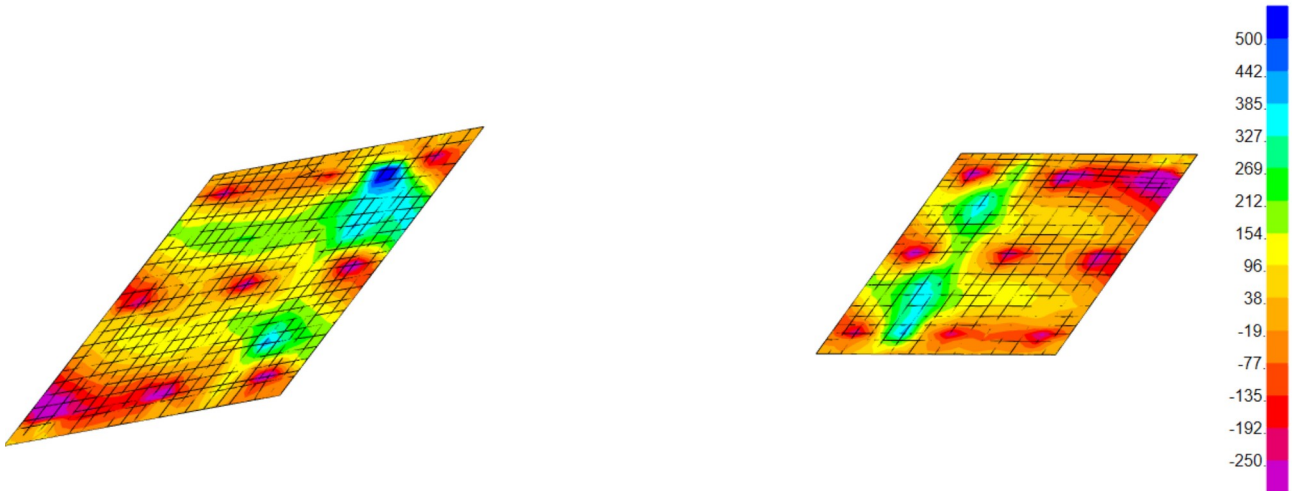


Figura 13.95 Momento flettente M22 massimo

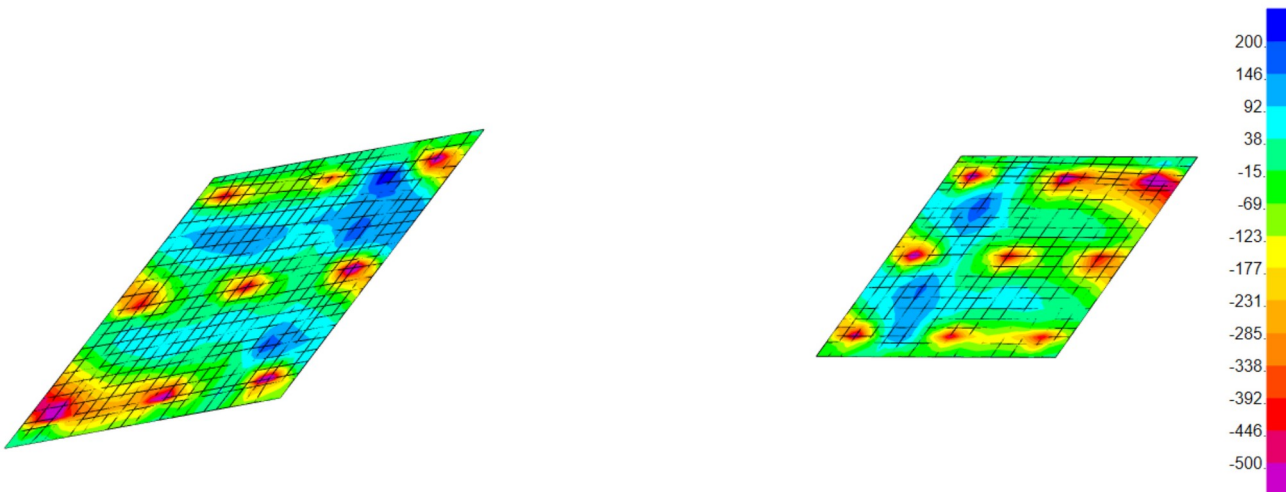


Figura 13.96 Momento flettente M22 minimo



Figura 13.97 Taglio V13 massimo

PROGETTAZIONE ATI:

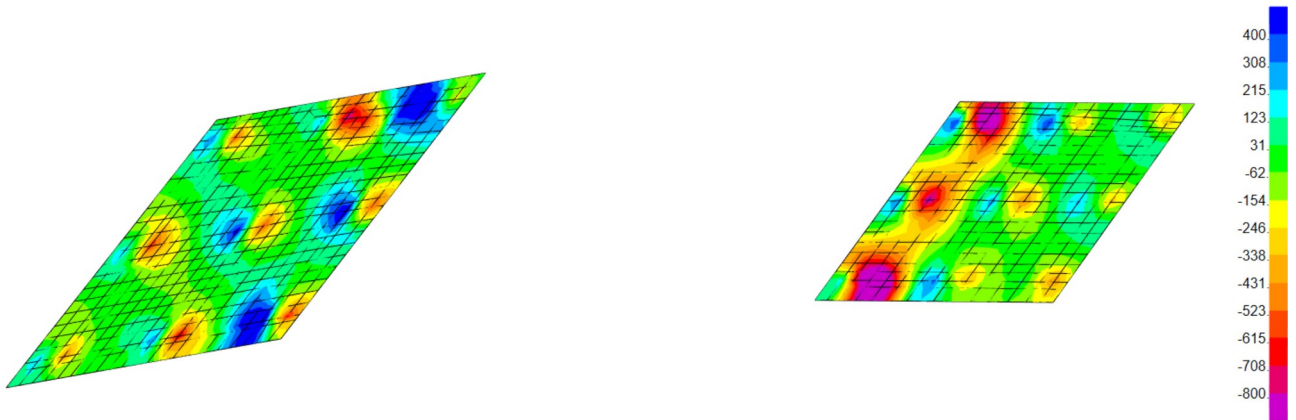


Figura 13.98 Taglio V13 minimo

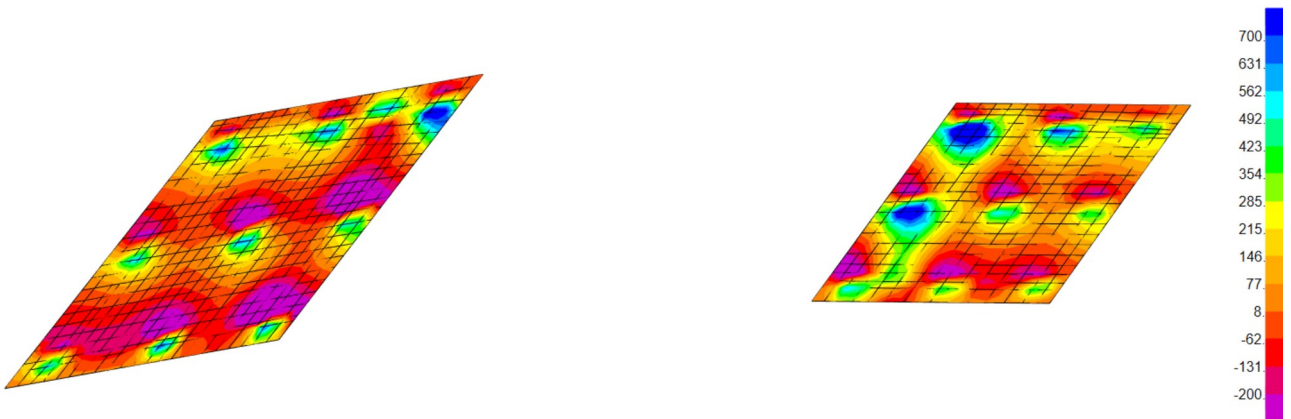


Figura 13.99 Taglio V23 massimo

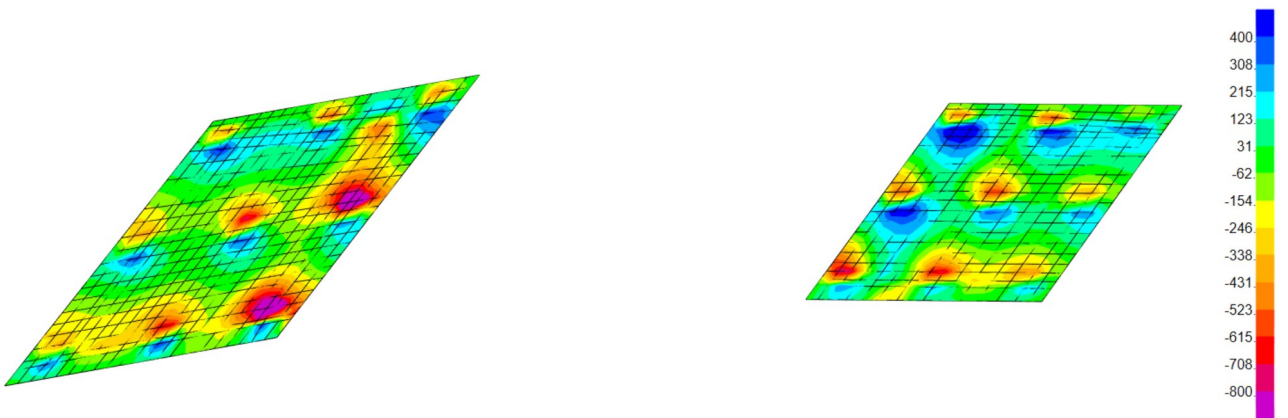


Figura 13.100 Taglio V23 minimo

PROGETTAZIONE ATI:

Si dispone su tutta la platea una maglia superiormente ed inferiormente di $\varnothing 20/10\text{cm}$. Inoltre si dispongono degli spilli $\varnothing 12/20 \times 40\text{cm}$ per resistere al taglio.

Di seguito si riporta la verifica del momento resistente e del taglio.

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: PL_fi20-10". It contains several panels for defining the structural model and materials.

Titolo: Plinto_fi20/10

N° figure elementari: 1 (Zoom) **N° strati barre:** 2 (Zoom)

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	9.2
2	31.42	140.8

Sollecitazioni: S.L.U. / Metodo n

N_{Ed}: 0 **300** kN
M_{xEd}: 0 **360** kNm
M_{yEd}: 0 **0**

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

Materiali:

Material	ϵ_{su}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}	f_{yd}	f_{cd}	E_s	E_s/E_c	ϵ_{syd}	$\sigma_{c,adm}$	τ_{co}	τ_{c1}
B450C	67.5	2	3.5	391.3	19.03	200.000	15	1.957	13.5	0.8	2.257
C35/45											

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 1,695 kNm

Stress and Strain:
 σ_c : -19.83 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 53.87 ‰

Other parameters:
 d: 140.8 cm
 x: 8.589 x/d: 0.061
 δ : 0.7

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

Figura 13.101 Verifica per $\varnothing 20/10\text{cm}$

$$M_{rd} = 1695 \text{ kNm} > 1100 \text{ kNm} = M_{ed}$$

Verifica soddisfatta

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm	
	Altezza sezione	$H =$	1500	mm	
	Copriferro netto	$c =$	70	mm	
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	92	mm	
	Altezza utile sezione	$d =$	1408	mm	
	Area cls	$A_c =$	15000	cm ²	
<u>Arm.Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	31.42	cm ²	
<u>Arm.Trasv.</u>	Area ferro staffe	$A_{stt} =$	1.131	cm ²	
	n° bracci staffe	$n_b =$	2.5		
	Area arm. trasv.	$A_{sw} =$	2.83	cm ²	
	Passo arm. trasv.	$s =$	20	cm	
	Ang. incl. arm. trasv. Resp. asse tra	$\alpha =$	90	°	
		$\cotg \alpha =$	0.00		
		$\cotg \vartheta =$	2.50		$1 \leq \cotg \vartheta \leq 2.5$
		$\sin \alpha =$	1.00		

Materiali

<u>Cls</u>	Classe di Resistenza cls		C35/45	
	Res. caratt. cubica a compr. cls	$R_{ck} =$	45.00	MPa
	Res. caratt. cilind. a compr. cls	$f_{ck} =$	37.35	MPa
	Coeff. parziale sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
	Res. di progetto cls	$f_{cd} =$	21.17	MPa
	Res. a compr. ridotta ($f' = 0,5 f'_{cd}$)	$f'_{cd} =$	10.58	MPa
<u>Acciaio</u>	Tens. caratt. snerv. acc.	$f_{yk} =$	450.0	MPa
	Coeff. parziale sicurezza acc.	$\gamma_s =$	1.15	
	Res. calcolo acc.	$f_{yd} =$	391.3	MPa

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Tens. media compr. sez. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$	$\sigma_{cp} =$	0.00	MPa
Coeff. maggiorativo	$\alpha_c =$	1.00	

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0,90 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) * \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 1752.5 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 * d * b_w * \alpha_c * f'_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) / (1 + \cotg^2 \vartheta)$$

$$V_{Rcd} = 4624.2 \text{ kN}$$

Resistenza a Taglio $V_{Rd} = 1752.5 \text{ kN} > 1000.0 = V_{Ed}$

Esito Verifica

$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ Verifica soddisfatta $V_{Rd}/V_{Ed} = 1.75$

Le verifiche sono soddisfatte

13.1.2. PALI

Si riportano i diagrammi qualitativi delle sollecitazioni, riportando i valori della condizione di verifica del palo da 24m.

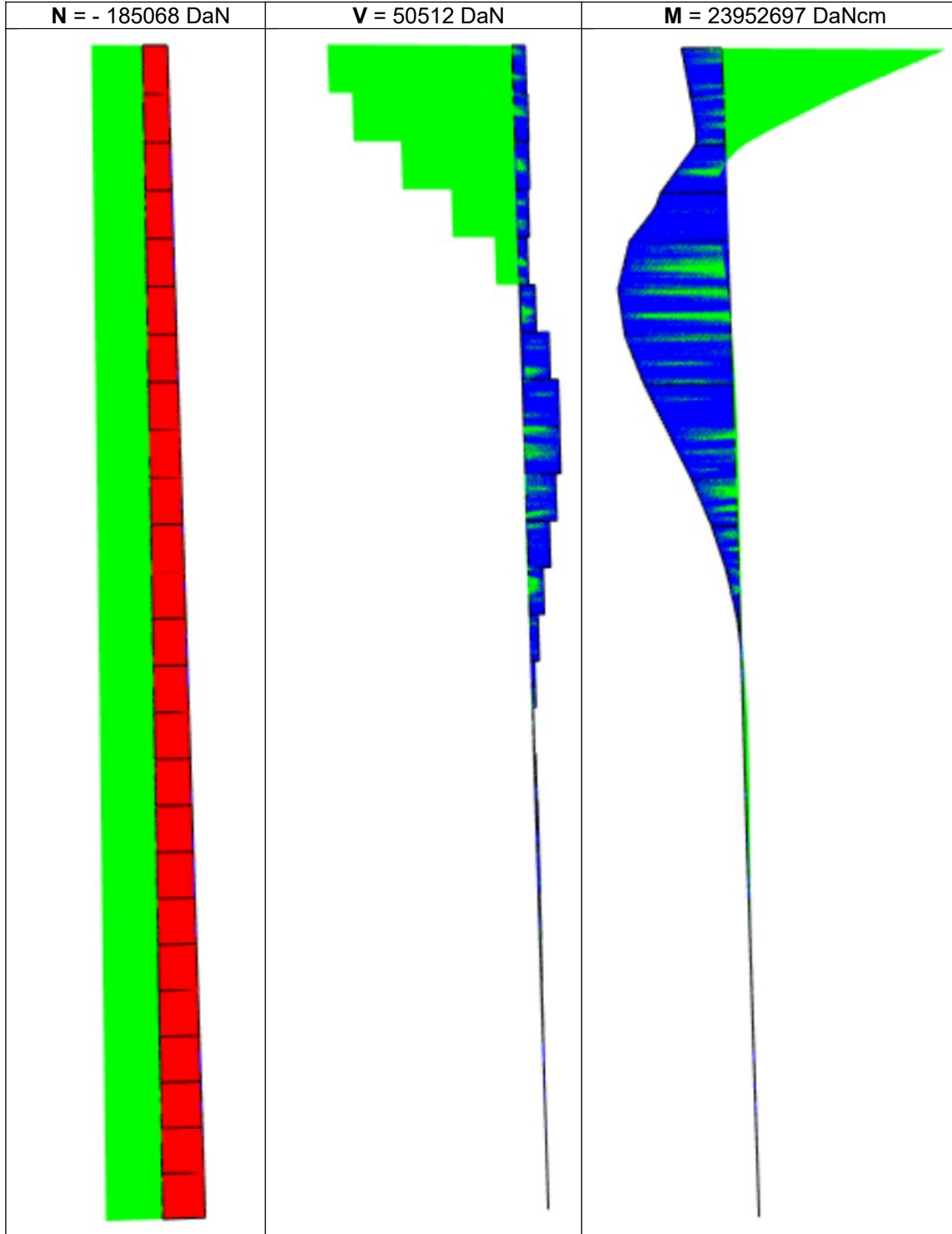


Figura 13.102 Andamento tipico di N, V e M su palo tipo

PROGETTAZIONE ATI:

Si prescrive in testa ad ogni palo di ambedue le spalle un'armatura verticale composta da 28 Φ 26 e una spirale Φ 12/15.

Per la spalla A, con pali da 24m, la combinazione peggiore a pressoflessione restituisce un rapporto C/D di 2.36.

	Mx	My	N
	[DaNcm]	[DaNcm]	[DaN]
Capacità	6814277	7496053	-
Domanda	16111918	17723933	-185068

Per la spalla B, con pali da 22m, la combinazione peggiore a pressoflessione restituisce un rapporto C/D di 2.10

	Mx	My	N
	[DaNcm]	[DaNcm]	[DaN]
Capacità	7838140	6388300	-
Domanda	16536944	13478065	-66492

Le verifiche a pressoflessione risultano soddisfatte.

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm	
	Altezza sezione	$H =$	800	mm	
	Copriferro netto	$c =$	75	mm	
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	100	mm	
	Altezza utile sezione	$d =$	700	mm	
	Area cls	$A_c =$	8000	cm ²	
<u>Arm.Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	148.66	cm ²	
<u>Arm.Trasv.</u>	Area ferro staffe	$A_{fst} =$	1.131	cm ²	
	n° bracci staffe	$n_b =$	2		
	Area arm. trasv.	$A_{sw} =$	2.26	cm ²	
	Passo arm. trasv.	$s =$	15	cm	
	Ang. incl. arm. trasv. Resp. asse trave	$\alpha =$	90	°	
		$\cotga =$	0.00		
		$\cotgq =$	2.50		$1 \leq \cotgq \leq 2.5$
		$\sina =$	1.00		

Materiali

<u>Cls</u>	Classe di Resistenza cls		C35/45	
	Res. caratt. cubica a compr. cls	$R_{ck} =$	45.00	MPa
	Res. caratt. cilind. a compr. cls	$f_{ck} =$	37.35	MPa
	Coeff. parziale sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
	Res. di progetto cls	$f_{cd} =$	21.17	MPa
	Res. a compr. ridotta ($f' = 0,5 f'_{cd}$)	$f'_{cd} =$	10.58	MPa
<u>Acciaio</u>	Tens. caratt. snerv. acc.	$f_{yk} =$	450.0	MPa
	Coeff. parziale sicurezza acc.	$\gamma_s =$	1.15	
	Res. calcolo acc.	$f_{yd} =$	391.3	MPa

PROGETTAZIONE ATI:

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Tens. media compr. sez. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ $s_{cp} = 0.00$ MPa

Coeff. maggiorativo $a_c = 1.00$

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0,90 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (ctg \alpha + ctg \beta) * \sin \alpha$$

$V_{Rsd} = 929.4$ kN

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 * d * b_w * a_c * f_{cd} * (ctg \alpha + ctg \beta) / (1 + ctg^2 \beta)$$

$V_{Rcd} = 2299.0$ kN

Resistenza a Taglio

$V_{Rd} = 929.4$ kN > **511.0** = V_{Ed}

Esito Verifica

$V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Verifica soddisfatta

$V_{Rd}/V_{Ed} = 1.82$

Le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

Si riporta un'analisi di fessurazione dei pali:

Condizioni ambientali:

XC4+XS2 - con cls C35/45 per le pile → condizioni molto aggressive

Tipo Armatura: Poco sensibile

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

La soletta prevede quindi un limite di ampiezza delle fessure:

- QP: $w_1 = 0.2\text{mm}$
- FREQ: $w_1 = 0.2\text{mm}$

Le verifiche riportate di seguito risultano soddisfatte

Mx	4492382	
My	5066452	
N	-81603	
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	9	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K 1	0.8	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	13.2	
fct,sr	28	
Copriferro	10	<input checked="" type="checkbox"/>
Interferro	8.96	<input type="checkbox"/>
fck	373.5	

DM 96 EC2
 Aggiungi alla relazione

Ac,eff = 1018.9 cmq
As,eff = 31.9 cmq
Wm = 0.1784 mm
Wd = Wm = 0.1784 mm
Sm = 481.4 mm
Eps = 0.0003707
Copriferro = 10.0
Interferro = 9.0
Solicitazioni di fessurazione con fct,sr 28.
Mx = 2937443.0 daNcm
My = 3312811.3 daNcm
N = -53357.9 daN

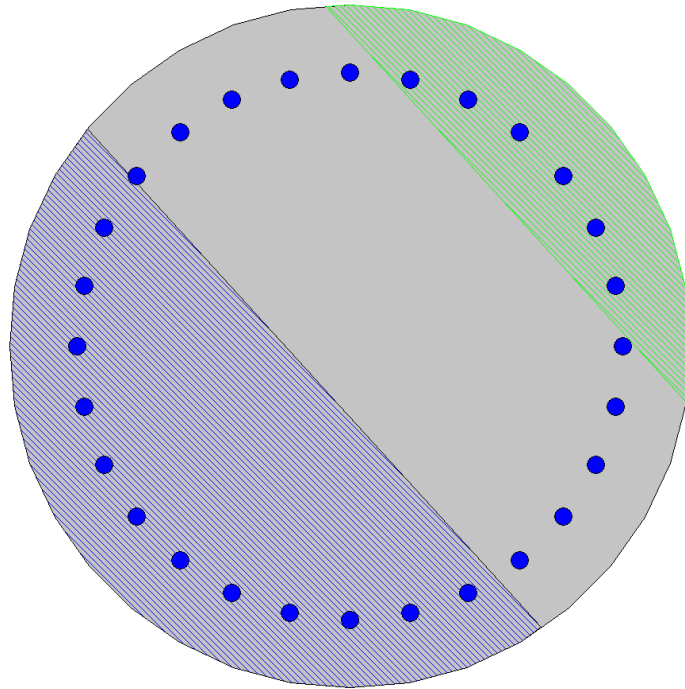


Figura 13.103 fessurazione dei pali per combinazione Quasi permanente

Mx	4729159	
My	5171965	
N	-81138	
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	9	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K 1	0.8	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	13.2	
fct,sr	28	
Copriferro	10	<input checked="" type="checkbox"/>
Interferro	8.96	<input type="checkbox"/>
fck	373.5	

DM 96 EC2
 Aggiungi alla relazione

Ac,eff = 1030.1 cmq
As,eff = 31.9 cmq
Wm = 0.1932 mm
Wd = Wm = 0.1932 mm
Sm = 482.9 mm
Eps = 0.0004001
Copriferro = 10.0
Interferro = 9.0
Solicitazioni di fessurazione con fct,sr 28.
Mx = 2967512.8 daNcm
My = 3245370.3 daNcm
N = -50913.5 daN

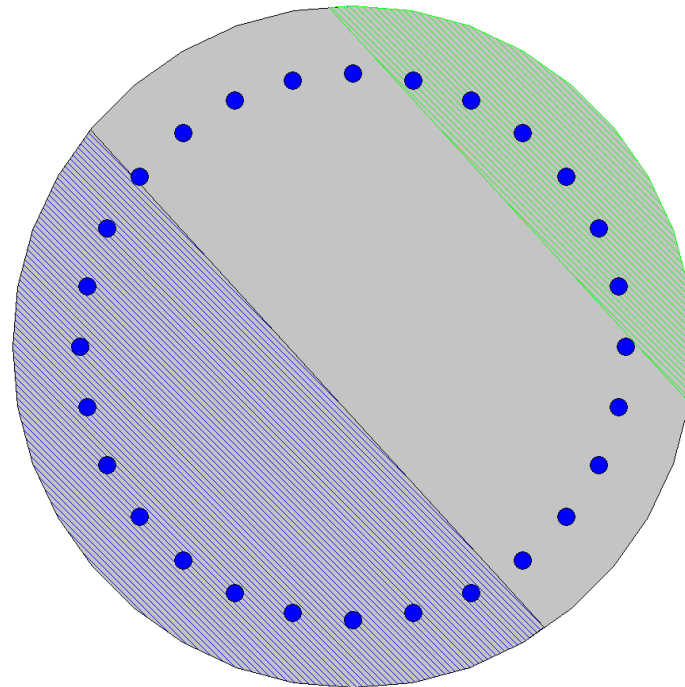


Figura 13.104 fessurazione dei pali per combinazione Frequente