Direzione Tecnica

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


IL GEOLOGO

*Dott. Geol. Marco Leonardi*

Ordine dei geologi
della Regione Lazio n. 1541

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

*Ing. Ambrogio Signorelli*

Ordine Ingegneri
Provincia di Roma n. A35111

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

*Ing. Michele Coghe*

I PROGETTISTI SPECIALISTICI

*Ing. Ambrogio Signorelli*

Ordine Ingegneri
Provincia di Roma n. A35111

*Ing. Paolo Orsini*

Ordine Ingegneri
Provincia di Roma n. 13817

*Ing. Giuseppe Resta*

Ordine Ingegneri
Provincia di Roma n. 20629

*Ing. Vincenzo Secreti*

Ordine Ingegneri
Provincia di Crotone n. 412

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

(Mandataria) GPI INGEGNERIA

GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

(Mandante) IRD ENGINEERING

(Mandante) SAIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna

(Mandante) HYpro srl

IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE (DPR207/10 ART 15 COMMA 12) :

*Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI*
Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035


## OPERE D'ARTE MAGGIORI

## PONTE SU CANALE IMBOI SVINCOLO CAPOTERRA – CASIC RAMO B

## RELAZIONE DI CALCOLO – Sottostrutture

| CODICE PROGETTO | | | NOME FILE | REVISIONE | SCALA |
|---|---|---|---|---|---|
| PROGETTO | LIV. | ANNO | P00VI05STRRE02_A | | |
| DPCA0150 | D | 23 | CODICE ELAB. P00VI05STRRE02 | A | – |

| REV. | DESCRIZIONE | DATA | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |
|---|---|---|---|---|---|
| D | | | | | |
| C | | | | | |
| B | | | | | |
| A | Emissione | Giugno '23 | Toreno | Signorelli | Guiducci |

# INDICE

1. PREMESSA....4
2. DESCRIZIONE OPERA....4
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO....11
4. MATERIALI....12
5. CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA....14
6. ANALISI STRUTTURALE E FASI DI CALCOLO....15
6.1. PROGRAMMA DI CALCOLO....15
7. CARICHI DI PROGETTO....17
7.1. ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO....17
7.2. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA....17
*7.2.1. Carichi permanenti....17*
*7.2.2. Ritiro e viscosità del calcestruzzo....17*
*7.2.3. Azioni dei carichi variabili....17*
*7.2.4. Effetto dinamico dei carichi mobili....17*
*7.2.5. Ritiro e viscosità del calcestruzzo....17*
*7.2.6. Azioni del vento....17*
8. ANALISI DEI CARICHI....18
8.1. PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)....18
8.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)....18
8.3. CEDIMENTI VINCOLARI (ε4)....19
8.4. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1)....20
8.5. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE (Q3)....22
8.7. AZIONE DEL VENTO (Q5)....23
8.8. VARIAZIONI TERMICHE (Q7)....26
8.9. AZIONE SISMICA (E)....29
8.10. CARICHI SU SPALLE....33
*8.10.1. Peso proprio delle spalle....33*
*8.10.2. Peso e spinta del terreno di riempimento....33*
*8.10.3. Carichi da traffico a tergo delle spalle....33*
*8.10.4. Spinta di Wood....33*
9. COMBINAZIONI DELLE AZIONI....34
9.1. METODOLOGIA DI ANALISI....36

*9.1.1. Analisi in condizioni Non-Sismiche....36*
*9.1.2. Analisi Sismica....36*
**10. MODELLAZIONE....37**
10.1. GEOMETRIA DEL MODELLO DI CALCOLO....37
10.2. VINCOLI....39
*10.2.1. Vincoli esterni....39*
*10.2.2. Vincoli interni....39*
10.3. CARICHI E MASSE....39
*10.3.1. Carichi sull'impalcato....39*
*10.3.2. Carichi sulle spalle....40*
*10.3.3. Masse sismiche....42*
*10.3.4. Spettri di progetto....42*
**11. RISULTATI ANALISI DINAMICA....43**
**12. VERIFICA DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE....45**
12.1. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI AGLI SLU....45
*12.1.1. Muri frontali....45*
*12.1.2. Muri andatori....49*
*12.1.3. Paraghiaia....53*
12.2. VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI SLU....57
*12.2.1. Muri frontali....57*
*12.2.2. Muro andatore....61*
*12.2.3. Paraghiaia....63*
12.3. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI AGLI SLE....66
*12.3.1. Muri frontali....66*
*12.3.2. Muri andatori....69*
*12.3.3. Paraghiaia....71*
12.4. VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI SLE....74
*12.4.1. Muri frontali....75*
*12.4.2. Muro andatore....83*
*12.4.3. Paraghiaia....87*
**13. VERIFICA DELLE FONDAZIONI....91**
13.1. VERIFICHE STRUTTURALI....94
*13.1.1. Platea....94*
*13.1.2. Pali....100*

## 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 B 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.

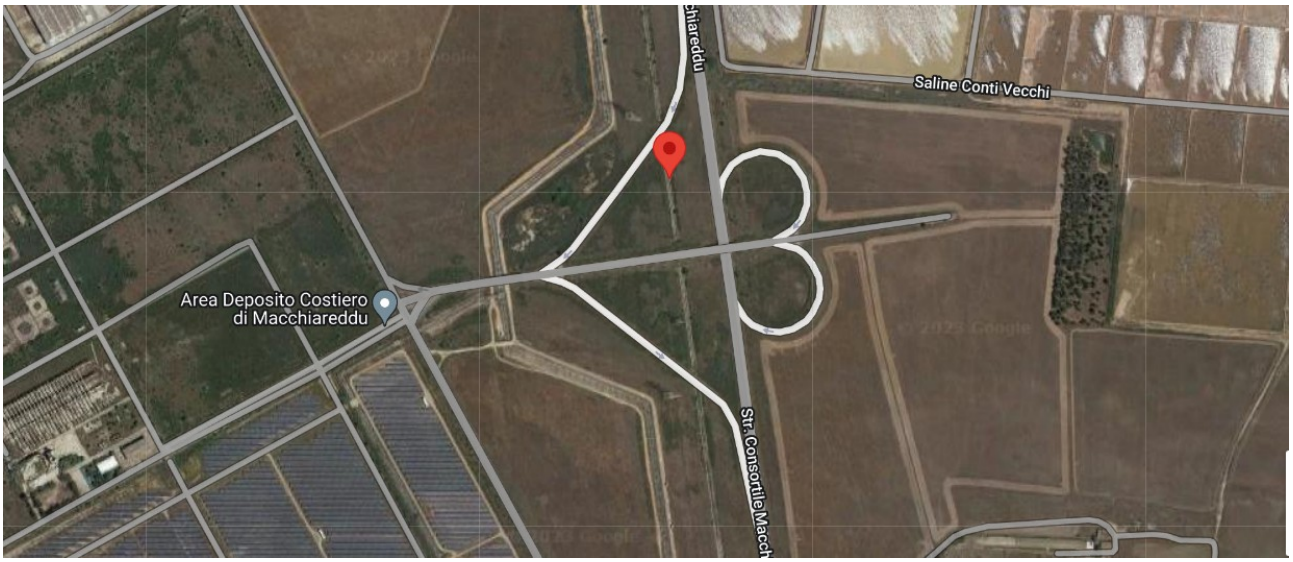



**Figura 1.1: Ubicazione dell'opera**

## 2. DESCRIZIONE OPERA

Il nuovo ponte è posto alle coordinate (WGS84) Latitudine 39.20862, Longitudine 9.00190 e presenta un'unica campata con impalcato in c.a.p. avente luce pari a 20.6 m.
L'opera è composta da un'unica carreggiata su un impalcato di larghezza pari a 8.80m complessivi, di cui 7.30m carrabili più cordoli da 0.75; l'impalcato è composto da 4 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 pari a 11 cm, due velette in c.a. e barriere in acciaio montate sui cordoli.

Le sezioni della carreggiata sono riportate nelle figure seguenti:

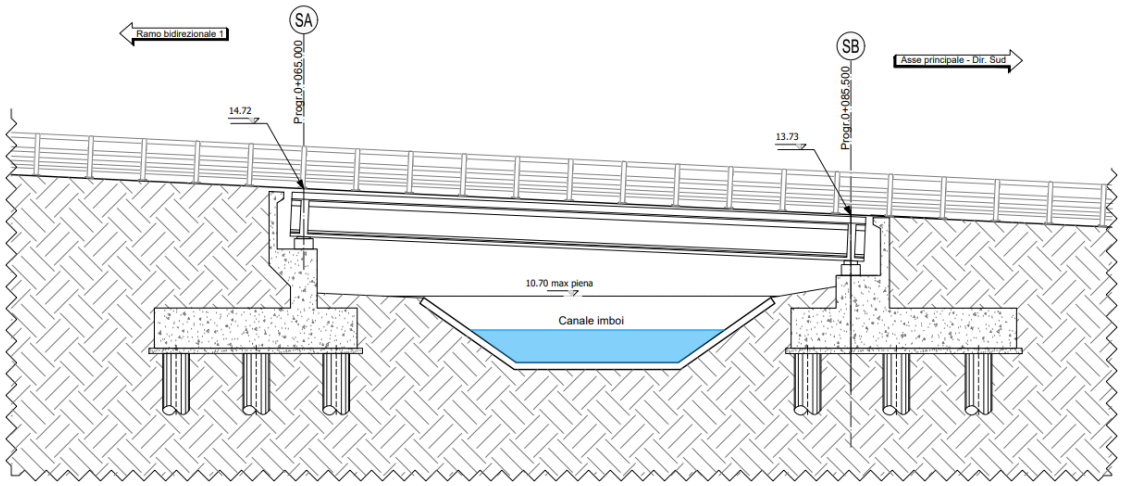



**Figura 2.2: Prospetto dell'opera**

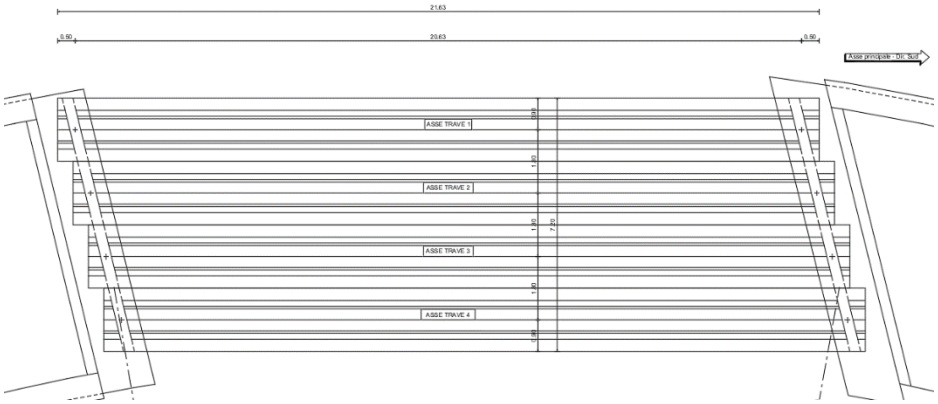



**Figura 2.3: Pianta travi**

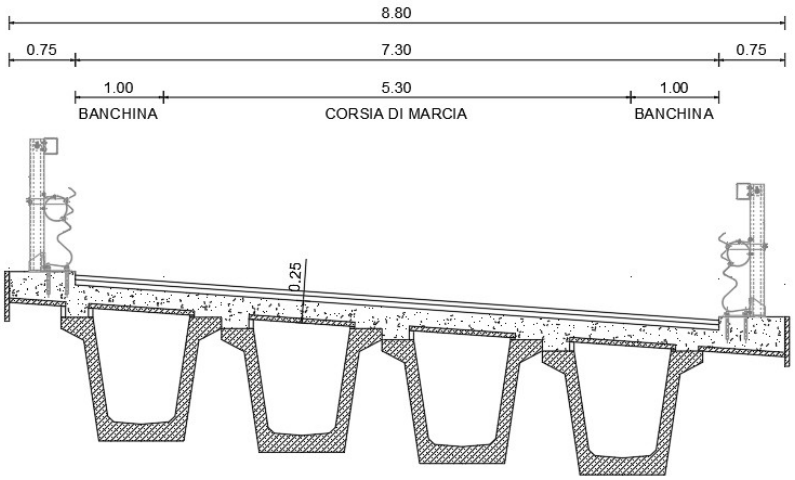



**Figura 2.4: Sezione dell'impalcato**

Si prevede l'utilizzo di apparecchi d'appoggio del tipo fissi, multidirezionali e monodirezionali tali da realizzare uno schema in semplice appoggio in direzione longitudinale e garantire allo stesso tipo la possibilità di escursione termica in direzione trasversale. Si rimanda agli specifici elaborati per le specifiche caratteristiche dei dispositivi.

Lo schema di vincolo è riportato nella seguente figura.

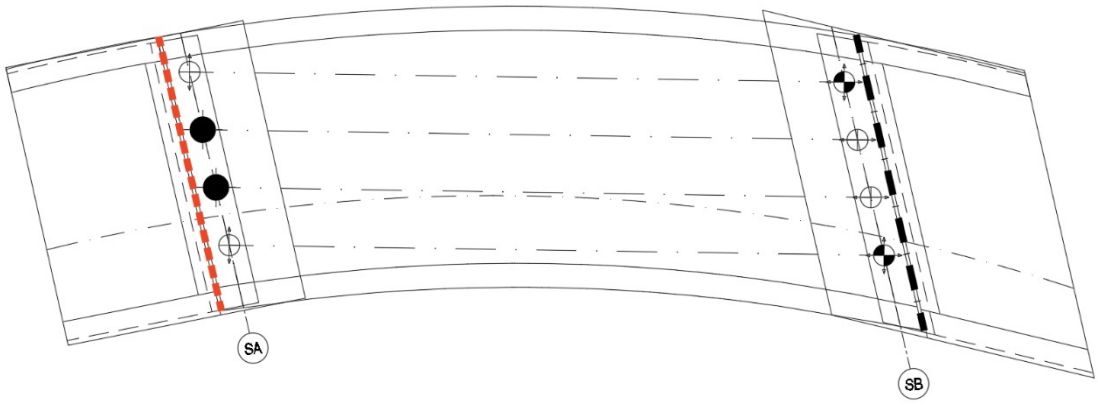



**Figura 2.5: Schema di vincolo**

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.

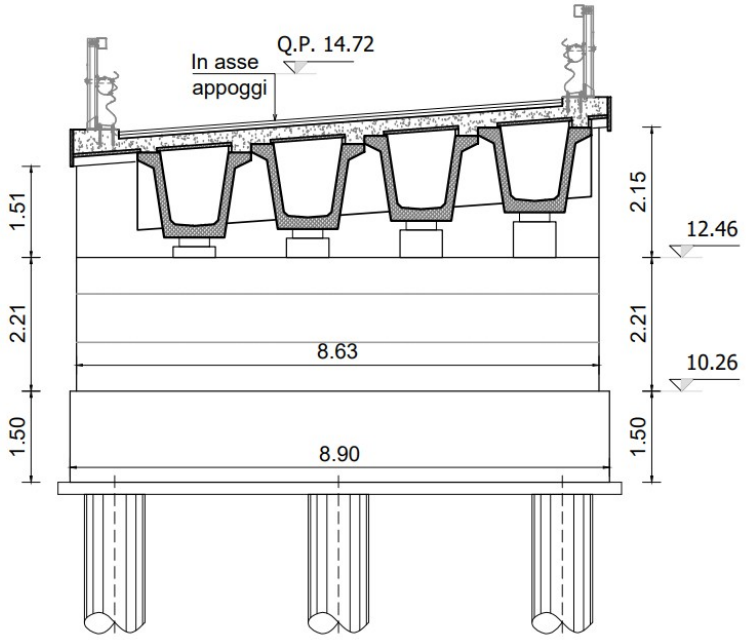



**Figura 2.6: Prospetto spalla "SP1" lato Ramo Bidirezionale 1**

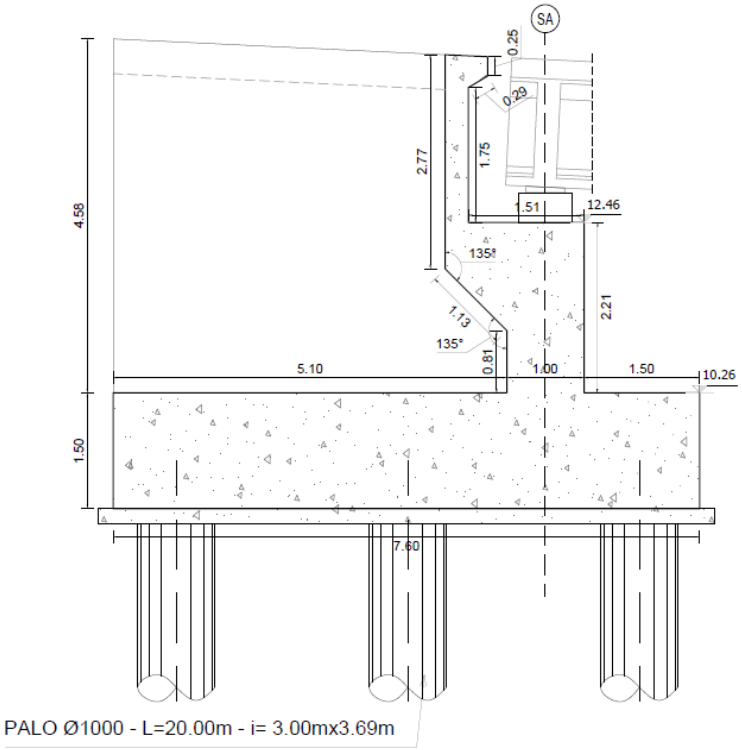



**Figura 2.7: Profilo spalla "SP1" lato Ramo Bidirezionale 1**

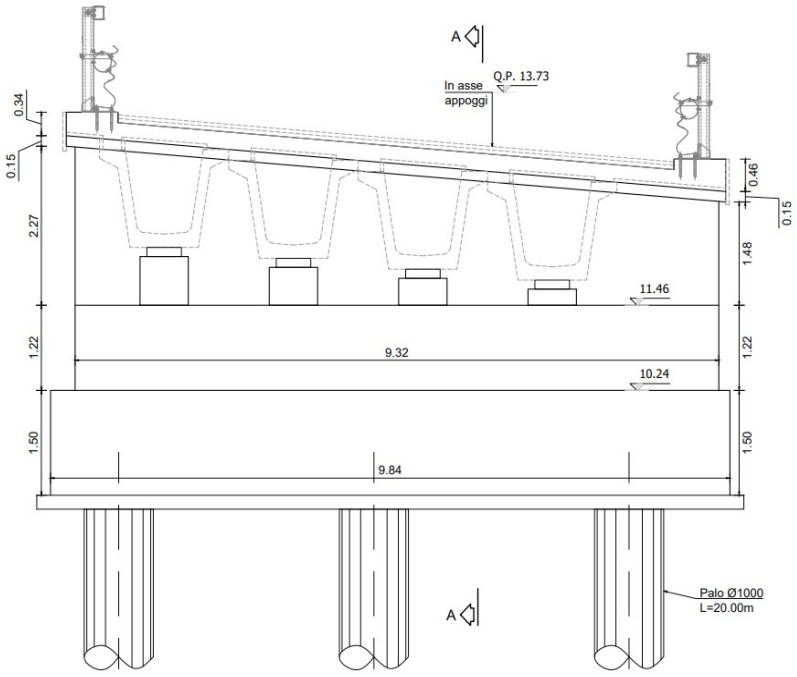



**Figura 2.8: Prospetto spalla "SP2" lato asse principale dir. Sud**

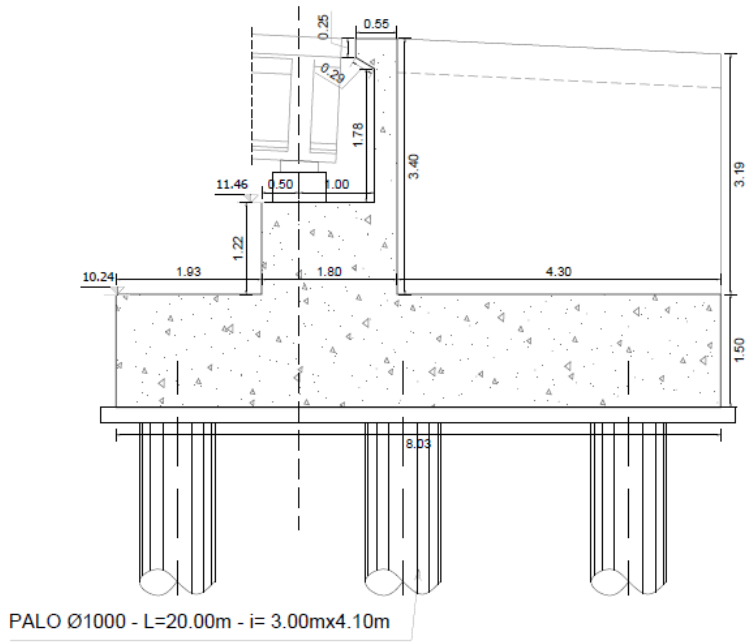



**Figura 2.9: Profilo spalla "SP2" lato asse principale dir. Sud**

Gli spessori degli elementi sono tali da soddisfare le verifiche riportate nei capitoli successivi. In particolare per la spalla SP1 si prevede un muro frontale di spessore di 1.0m e una lunghezza di 7.4m; per la spalla SP2 si prevede un muro frontale di spessore 1.8m e una lunghezza di 8.37m. I due muri andatori hanno uno spessore di 0.60m.

La platea al di sotto della spalla SP1 ha una dimensione in pianta di 7.6x8.9 m circa.
La platea al di sotto della spalla SP2 ha una dimensione in pianta di 8.49x9.79 m circa, formando angoli di 116° e 64°.

Entrambe le platee hanno uno spessore di 1.5m. Al di sotto di ciascuna di esse sono disposti 3 file di 3 pali con interasse di 3m. Ciascun palo ha un diametro di 1.00m

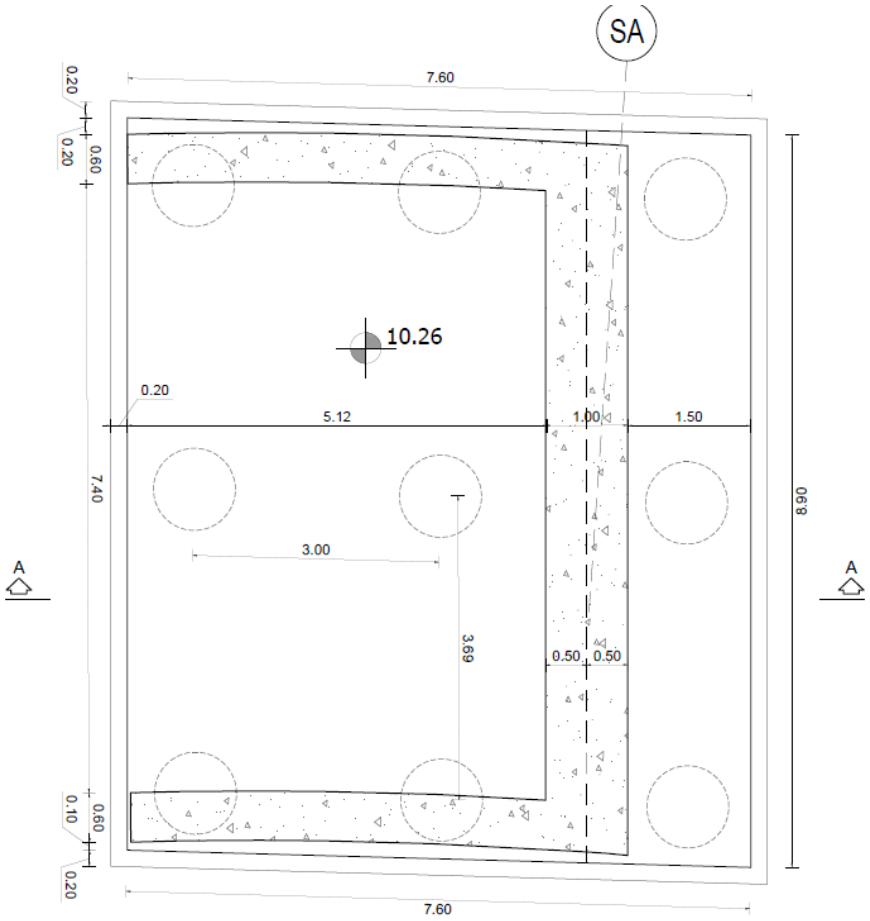



**Figura 2.10: platee su pali – spalla "SP1" lato Ramo Bidirezionale 1**

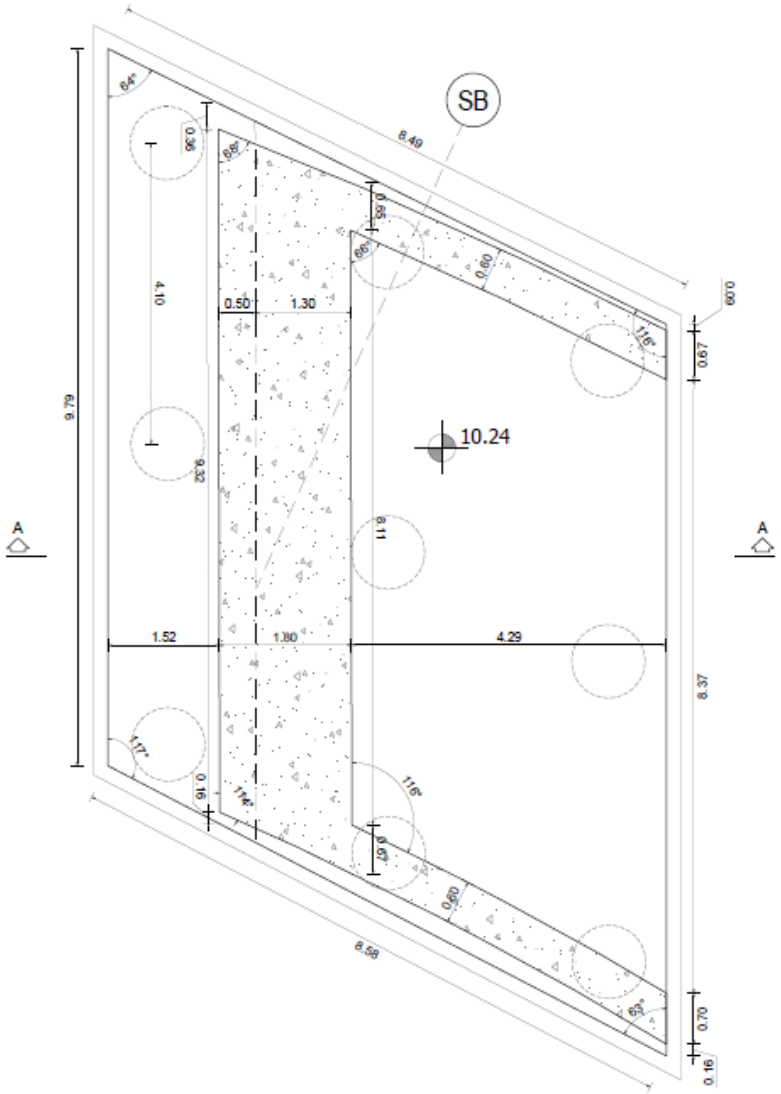



**Figura 2.11: platee su pali – spalla "SP2" lato asse principale dir. Sud**

## 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”

## 4. MATERIALI

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

**Calcestruzzo pali e fondazioni**

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

| | |
|---|---|
| $f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa | resistenza cilindrica caratteristica |
| $f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa | resistenza di calcolo |
| $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa | resistenza media cilindrica |
| $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa | resistenza media a trazione assiale |
| $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa | resistenza a trazione |
| $f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa | resistenza media a trazione per flessione |
| $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa | resistenza a trazione di calcolo |
| $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa | modulo elastico istantaneo |
| S4 | Classe di consistenza Slump |
| XC2+XS2 | Classe di esposizione |
| 32 mm | Dimensione Max aggregati |
| 0.45 | Rapporto Max A/C |
| 360 kg/m$^3$ | Contenuto Min. cemento |
| 55 mm | Copriferro (fondazioni) |
| 75 mm | Copriferro (pali) |

**Calcestruzzo elevazioni sottostrutture**

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

| | |
|---|---|
| $f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa | resistenza cilindrica caratteristica |
| $f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa | resistenza di calcolo |
| $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa | resistenza media cilindrica |
| $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa | resistenza media a trazione assiale |
| $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa | resistenza a trazione |
| $f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa | resistenza media a trazione per flessione |
| $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa | resistenza a trazione di calcolo |
| $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa | modulo elastico istantaneo |
| S4 | Classe di consistenza Slump |
| XC4+XS1 | Classe di esposizione |
| 32 mm | Dimensione Max aggregati |
| 0.5 | Rapporto Max A/C |
| 340 kg/m$^3$ | Contenuto Min. cemento |
| 50 mm | Copriferro |

**Calcestruzzo baggioli**

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

| | |
|---|---|
| $f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.35$ MPa | resistenza cilindrica caratteristica |
| $f_{cd} = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17$ MPa | resistenza di calcolo |
| $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ MPa | resistenza media cilindrica |
| $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa | resistenza media a trazione assiale |
| $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.35$ MPa | resistenza a trazione |
| $f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa | resistenza media a trazione per flessione |
| $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56$ MPa | resistenza a trazione di calcolo |
| $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625.49$ MPa | modulo elastico istantaneo |
| S4 | Classe di consistenza Slump |
| XC4+XS1 | Classe di esposizione |

| | |
|---|---|
| 16 mm | Dimensione Max aggregati |
| 0.45 | Rapporto Max A/C |
| 340 kg/m$^3$ | Contenuto Min. cemento |
| 45 mm | 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 | tensione caratteristica di snervamento |
| $f_{tk}$ = 540 MPa | tensione caratteristica di rottura |
| $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$ = 391.3 MPa | tensione di calcolo |
| $E_s$ = 210000 MPa | modulo elastico |
| $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ = 1.863 ‰ | deformazione di snervamento ultima |
| $\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k$ = 7.5 % | deformazione uniforme caratteristica |
| $\varepsilon_{ud} = 0.9 \times \varepsilon_{uk}$ = 6.75 % | deformazione uniforme ultima |
| $\gamma_{s=}$ 78.5 kN/mc | 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 $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$
Tensione massima di trazione dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

### 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:
$W_1$ = 0.2mm
$W_2$ = 0.3mm
$W_3$ = 0.4mm

La verifica a fessurazione è soddisfatta se $w_d = 1{,}7\ w_m = 1{,}7\ (\varepsilon_{sm}\ \Delta_{sm}) < (w_1, w_2, w_3)$
Per il calcolo di $\varepsilon_{sm}$ e $\Delta_{sm}$ 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.

# 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:

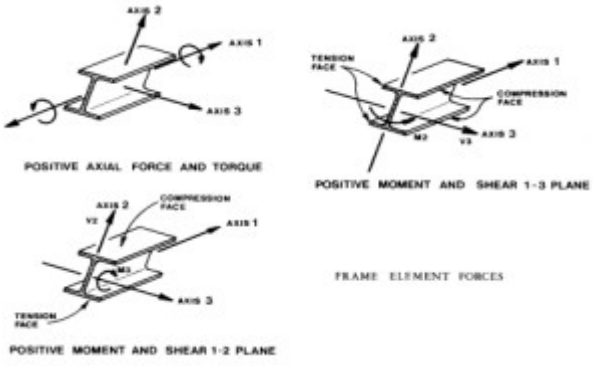
JOINTS Specifica le coordinate dei nodi del modello. È da precisare come sia possibile fare uso di subroutines di generazione automatica.

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.




Le travi principali sono state modellate con elementi di tipo frame. Le sezioni assegnate alle travi sono quelle relative alla sola sezione d'acciaio 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-cls. di soletta
$g_2$ carichi permanenti portati: pavimentazione, velette, guardrail, marciapiedi e parapetto
$\varepsilon_2$ ritiro del calcestruzzo
$\varepsilon_3$ effetti viscosi del calcestruzzo
$\varepsilon_4$ 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.

# 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] |
|---|---|---|
| 4 travi | 4 x 25 x 0.634 | 63.4 |
| **Totale G1travi** | | **63.4** |

| elemento | Calcolo peso | P [kN/m] |
|---|---|---|
| soletta + predalles | 25 x (0.25 x 8.80) | 55.0 |
| **Totale G1soletta** | | **55.0** |

| elemento | Calcolo peso | P [kN] |
|---|---|---|
| 2 x Traversi in appoggio | 2 x 25 x 0.3 x (7.85) | 117.8 |
| **Totale G1traversi** | | **117.8** |

## 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 0.16) | 3.08 |
| Barriera sx + idraulica | - | 2.0 |
| Pavimentazione | 24.0 x (0.11 x 7.30) | 26.3 |
| Barriera dx | - | 1.5 |
| Velette | 2 x 1.0 | 2.0 |
| Cordolo destro | 25.0 x (0.75 x 0.22) | 4.10 |
| **Totale G2** | | **38.96** |

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

| carico | Tr1 | Tr2 | Tr3 | Tr4 |
|---|---|---|---|---|
| | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] |
| $G_1$ | 32.74 | 26.98 | 26.98 | 32.74 |
| $G_2$ | 20.20 | 0.21 | 0.50 | 19.19 |

### 8.3. CEDIMENTI VINCOLARI (Ɛ4)

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

## 8.4. 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.

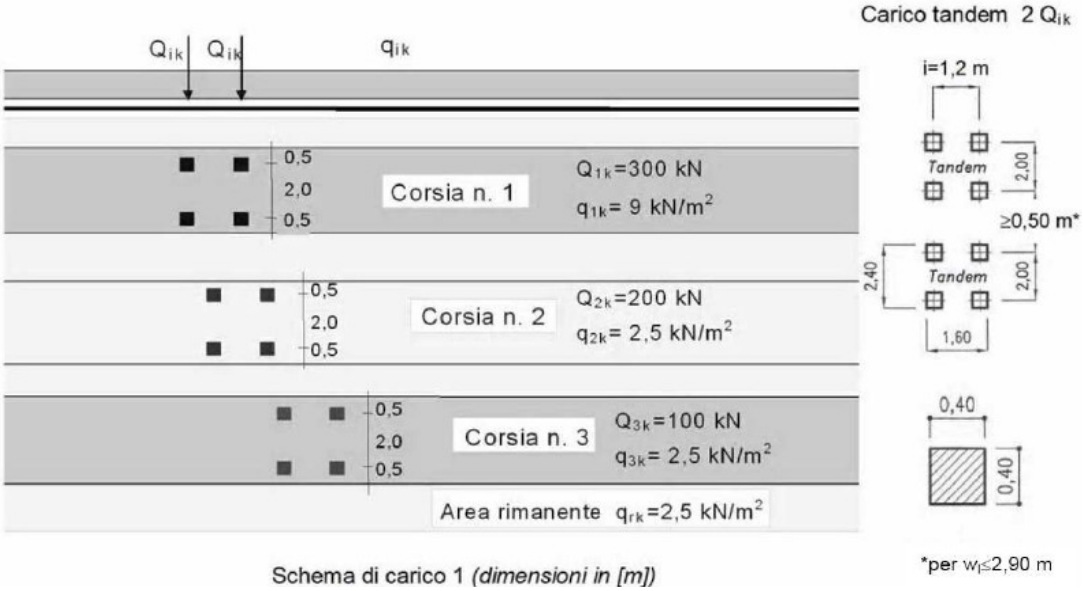



**Figura 8.12 Schema di carico 1**

La larghezza della carreggiata è pari a w = 7.3 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.I 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] |
|---|---|---|---|
| $w < 5{,}40$ m | $n_l = 1$ | 3,00 | (w-3,00) |
| $5{,}4 \le w < 6{,}0$ m | $n_l = 2$ | w/2 | 0 |
| $6{,}0$ m $\le w$ | $n_l = \mathrm{Int}(w/3)$ | 3,00 | w - (3,00 x $n_l$) |

**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:**

$q_{1distr} = q_{1k} \times w_1 = 9.00 \times 3.00 = 27$ kN/m — carico uniformemente distribuito

$Q_{1tan} = 2 \times Q_{1k} = 2 \times 300 = 600$ kN — carico su 2 assi tandem

**Corsia n.2:**

$q_{2distr} = q_{2k} \times w_2 = 2.50 \times 3.0 = 7.5$ kN/m — carico uniformemente distribuito

$Q_{2tan} = 2 \times Q_{2k} = 2 \times 200 = 400$ kN — carico su 2 assi tandem

**Aree rimanenti:**

$q_{rim} = q_{rk} \times w_r = 2.50 \times 1.3 = 3.25$ 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.

## 8.5. 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:

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

$Q_3$ = 0.6 x (2·x 300) + 0.10·x 9.0·x 3·x 22.0= 419.4 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.

## 8.6. 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 8.15

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

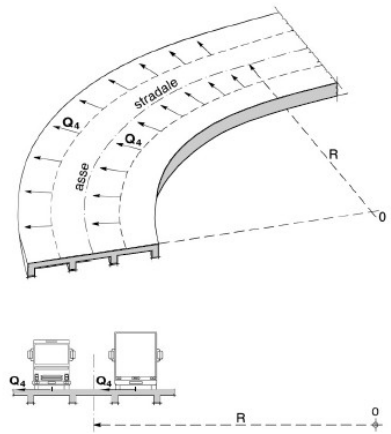



**Figura 8.15 Schema per il calcolo dell'azione centrifuga**

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 = 60 m e pertanto, nel caso in esame, l'azione centrifuga risulta pari a:

$Q_4$ = 0.2 x (600+400) = 200.0 kN

## 8.7. 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) |

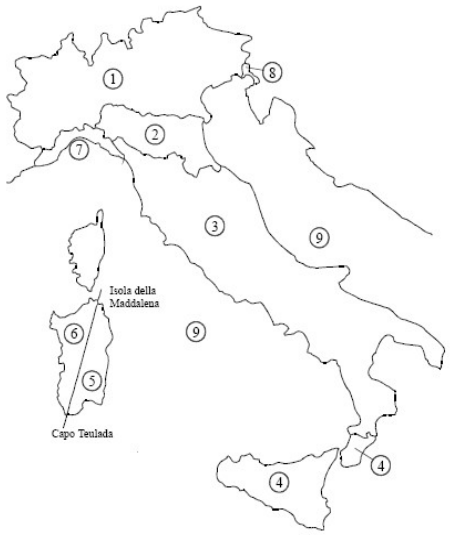



**Figura 3.3.1** – *Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano*

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ ($\rho$ = 1,25 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

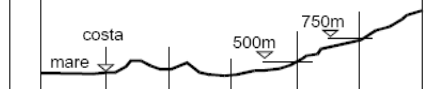
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

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

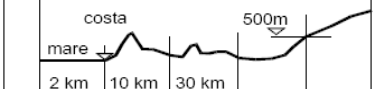



| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| A | - - | IV | IV | V | V | V |
| B | - - | III | III | IV | IV | IV |
| C | - - | * | III | III | IV | IV |
| D | I | II | II | II | III | ** |

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

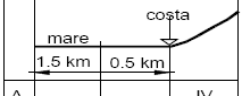
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

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 |

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

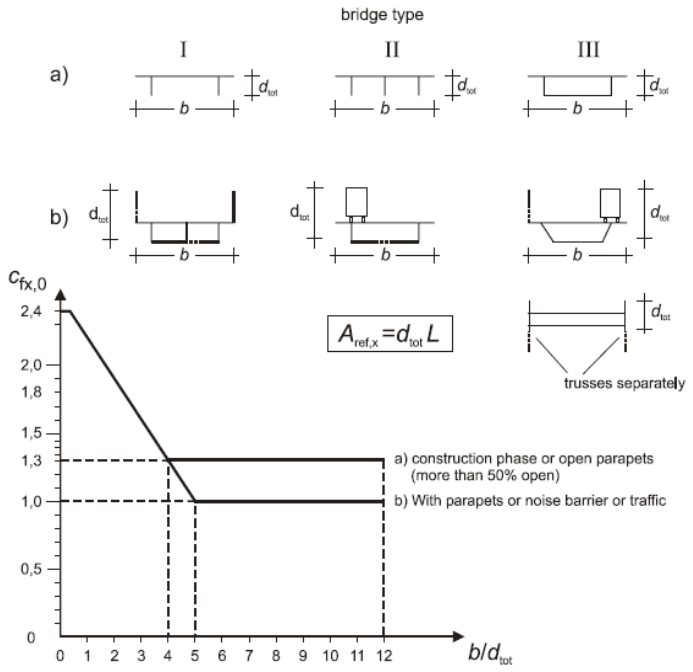
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

| 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):



| coefficiente di forma per forze orizzontali | | | |
|---|---|---|---|
| su impalcato a PC x Eurocodice (caso b) | | | |
| Larghezza trasversale imp | b | [m] | 8.80 |
| Altezza di pressione del vento | $d_{tot}$ | [m] | 4.80 |
| - | $b/d_{tot}$ | [-] | 1.83 |
| coefficiente di forma per forze orizzontali | $c_p = c_{fx,0}$ | [-] | 1.99 |

| coefficiente di forma per forze orizzontali | | | |
|---|---|---|---|
| su impalcato a PS x Eurocodice (caso a) | | | |
| Larghezza trasversale imp | b | [m] | 8.80 |
| Altezza di pressione del vento | $d_{tot}$ | [m] | 1.87 |
| - | $b/d_{tot}$ | [-] | 4.7 |
| 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 | $c_p$ | [-] | 1.99 |
| Coefficiente di forma per forze verticali su impalcato | $c_p$ (±) | [-] | 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 | pf | [kN/mq] | 2.403 |
| Pressione per forze orizzontali su impalcato a PS | pf | [kN/mq] | 1.573 |
| Pressione per forze verticali su impalcato | pf (±) | [kN/mq] | 1.089 |
| Pressione per forze su sottostrutture | pf | [kN/mq] | 1.452 |

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

| Azione del vento su impalcato - EN1991 PART 1-4 | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Forze orizzontali e verticali su ponte carico e scarico | | | q5 | | m | Himp. |
| | | | [kN/m] | [m] | [kN*m/m] | [m] |
| Forza orizzontale unitaria vento a PC | +Y | q5,pc | 11.533 | 1.700 | 19.606 | 1.80 |
| Forza orizzontale unitaria vento a PS | -Y | q5,ps | -2.94 | 0.00 | 0.00 | |
| Forza verticale unitaria vento | ±Z | q5,Vert (±) | 9.59 | 2.20 | 21.09 | |

## 8.8. 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 influendo al dimensionamento di appoggi e giunti in termini di spostamenti.

### 8.8.1. 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 m s.l.m.

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

$T_{min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000$ [3.5.1]
$T_{max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000$ [3.5.2]

**Zona II**
Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$T_{min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000$ [3.5.3]
$T_{max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000$ [3.5.4]

**Zona III**
Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$T_{min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000$ [3.5.5]
$T_{max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000$ [3.5.6]

**Zona IV**
Calabria, Sicilia:

$T_{min} = -2 - 9 \cdot a_s / 1000$ [3.5.7]
$T_{max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000$ [3.5.8]

Temperatura dell'aria esterna:

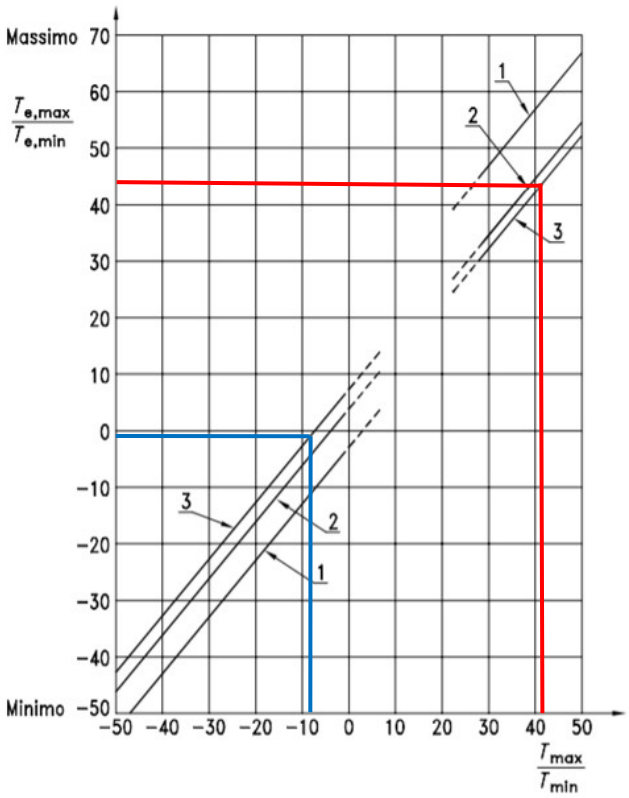
| $T_{max}$ | $T_{min}$ |
|---|---|
| 42.0 | -8.1 |

**Gruppi di impalcati di ponte**

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

| | |
|---|---|
| Gruppo 1 | Impalcati di ponti di acciaio su profili di acciaio scatolari, travature reticolari o travi pareti; |
| Gruppo 2 | Impalcati di ponti di calcestruzzo su profili di acciaio scatolari, travature reticolari o travi parete; |
| Gruppo 3 | Solette o impalcati 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° 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°C per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls | Installazione con la misurazione accurata della temperatura della struttura e con preregolazione per effetti termici a fine costruzione. |
| $\Delta T_0$ = 5°C per strutture di acciaio | |
| $\Delta T_0$ = 10°C per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls | Installazione con la stima della temperatura della struttura e con preregolazione 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°C per strutture di acciaio | |
| $\Delta T_0$ = 20°C per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls | Installazione senza alcuna preregolazione per effetti termici. |
| $\Delta T_0$ = 30°C per strutture di acciaio | |

| $\Delta T_0$ | $\Delta T_{N,con,d}$ | $\Delta T_{N,exp,d}$ |
|---|---|---|
| 10 | 26 | 39 |

### 8.8.2. VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE (GIORNALIERA)

Si considera una variazione termica differenziale tra intradosso ed estradosso della sezione type 3: concrete box grinder, pari a $\Delta T$ = +/- 10°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 |
|---|---|---|
| | $\Delta T_{M,heat}$ (°C) | $\Delta T_{M,cool}$ (°C) |
| Type 1:<br>Steel deck | 18 | 13 |
| Type 2:<br>Composite deck | 15 | 18 |
| Type 3:<br>Concrete deck:<br>- concrete box girder<br>- concrete beam<br>- concrete slab | <br><br>10<br>15<br>15 | <br><br>5<br>8<br>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.<br>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:

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

## 8.9. 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:

$a_g$, 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 8.16: 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 8.17: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale**

In quest'ultima $S_S$ ed $S_T$ sono rispettivamente il 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.

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

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \qquad T_B \le T \le T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T} \qquad T_C \le T \le T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \qquad T_D \le T$$

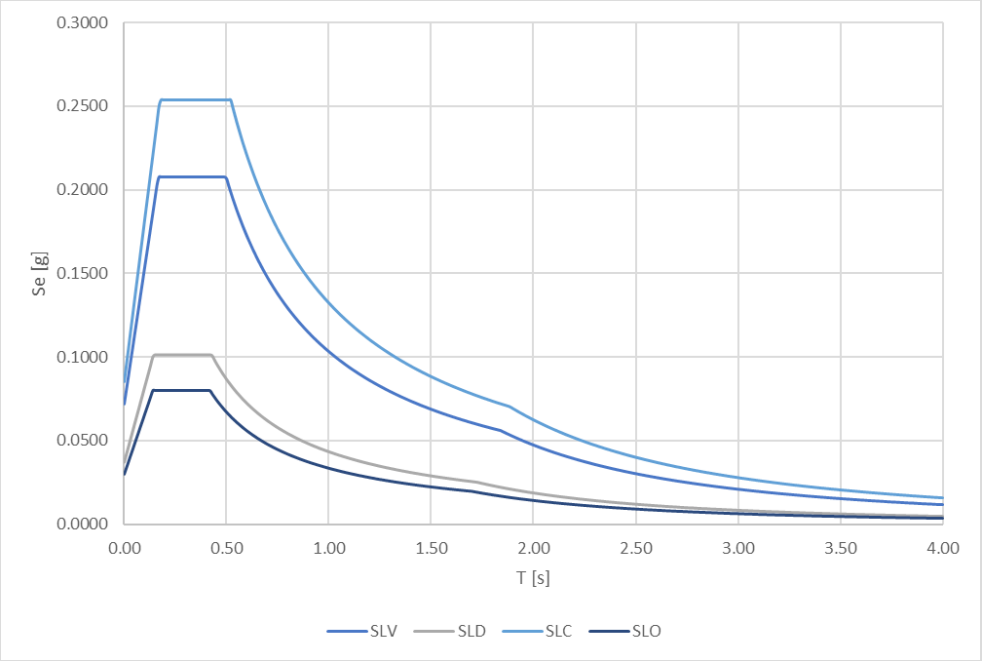



**Figura 8.18: Spettri di risposta elastici**

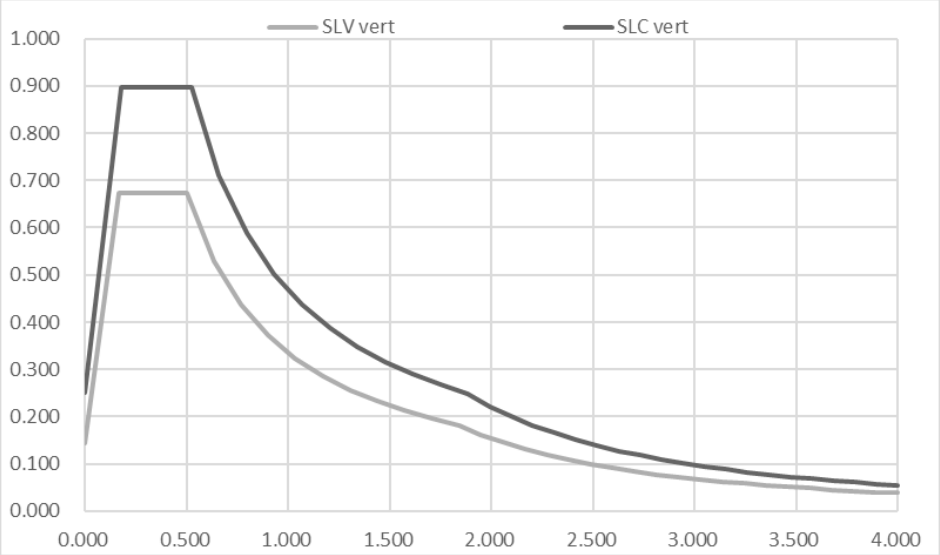



**Figura 8.19: Spettri di risposta verticali**

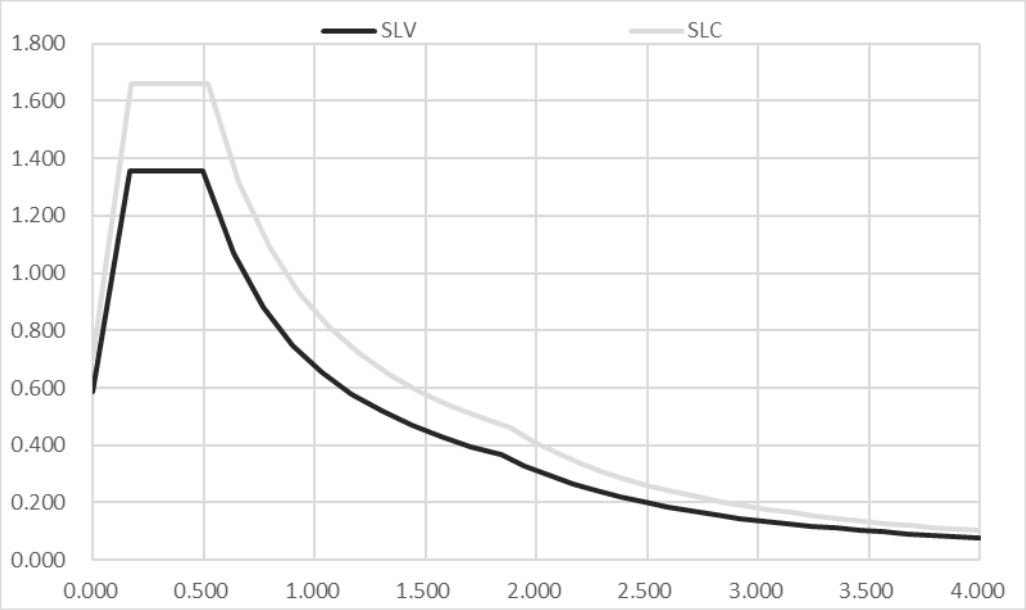



**Figura 8.20: Spettri di risposta q=1.5 [m/s$^2$ – s]**

## 8.10. CARICHI SU SPALLE

### 8.10.1. PESO PROPRIO DELLE SPALLE

Il peso delle spalle è stato calcolato considerando una densità del calcestruzzo pari a 25 KN/m$^3$

### 8.10.2. 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

| $\Upsilon_{terreno}$ | $\vartheta$ | $K_0$ |
|---|---|---|
| [KN/m3] | [°] | - |
| 19 | 35 | 0.4264 |

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

| Spalla | z [m] | $\sigma'_v$ [kPa] | $\sigma'_{h, K0}$ [kPa] |
|---|---|---|---|
| SP 1 | 4.43 | 63.60 | 45.80 |
| SP 2 | 3.50 | 50.66 | 39.60 |

### 8.10.3. 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 31KN/mq. Sulla base ciò vengono calcolate le spinte sui muri della spalla tramite il coefficiente di spinta a riposo

| carico | spinta |
|---|---|
| [KN/m2] | [KN/m2] |
| 31 | 34.5 |

### 8.10.4. SPINTA DI WOOD

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

| SPALLA SP 1 | | |
|---|---|---|
| $a_g$ | 0.06 | - |
| S | 1.2 | - |
| $a_g$ x S | 0.07 | m/s$^2$ |
| H | 5.2 | m |
| $\Upsilon_{terreno}$ | 19 | KN/m$^3$ |
| $\Delta\sigma_{sisma}$ | 9.47 | KN/m /m |

| SPALLA SP 2 | | |
|---|---|---|
| $a_g$ | 0.06 | - |
| S | 1.2 | - |
| $a_g$ x S | 0.07 | m/s$^2$ |
| H | 4.7 | m |
| $\Upsilon_{terreno}$ | 19 | KN/m$^3$ |
| $\Delta\sigma_{sisma}$ | 9.38 | KN/m /m |

## 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
$\gamma_j$ = coefficienti parziali di sicurezza
$\Psi_{ij}$ = coefficiente di combinazione delle azioni variabili

I coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_j$ 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<br>sfavorevoli | $\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$ | 0,90<br>1,10 | 1,00<br>1,35 | 1,00<br>1,00 |
| Azioni permanenti non strutturali [2] $g_2$ | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{G2}$ | 0,00<br>1,50 | 0,00<br>1,50 | 0,00<br>1,30 |
| Azioni variabili da traffico | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_Q$ | 0,00<br>1,35 | 0,00<br>1,35 | 0,00<br>1,15 |
| Azioni variabili | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{Qi}$ | 0,00<br>1,50 | 0,00<br>1,50 | 0,00<br>1,30 |
| Distorsioni e presollecita-zioni di progetto | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{\varepsilon 1}$ | 0,90<br>1,00[3] | 1,00<br>1,00[4] | 1,00<br>1,00 |
| Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$ | 0,00<br>1,20 | 0,00<br>1,20 | 0,00<br>1,00 |

I coefficienti di combinazione $\Psi_{0j}$ 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 $\psi_0$ di combi-nazione | Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti) | Coefficiente $\psi_2$ (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 simiche 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'inviluppo 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.

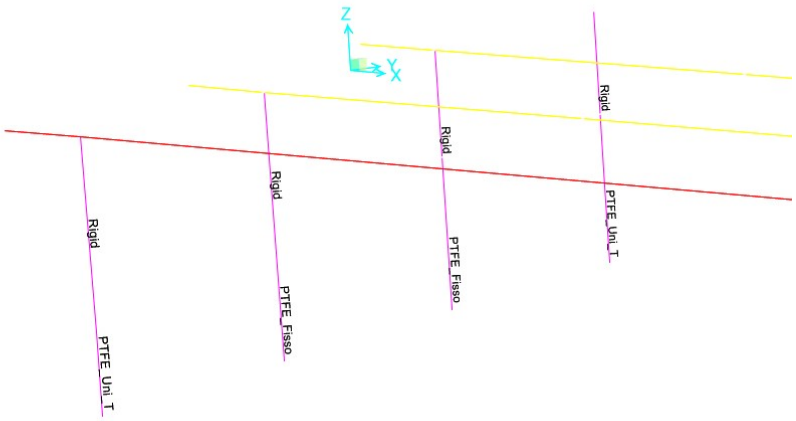



**Figura 10.21: Modellazione connessioni tra travi e appoggi prima di modellare la spalla 1**

**Figura 10.22: Modellazione connessioni tra travi e appoggi prima di modellare la spalla 2**

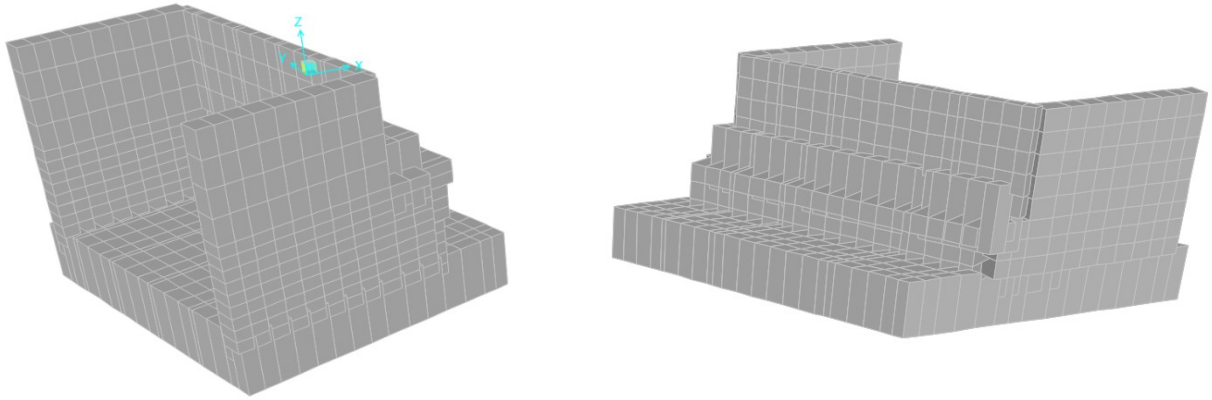


**Figura 10.23 Particolare delle spalle – vista estrusa**

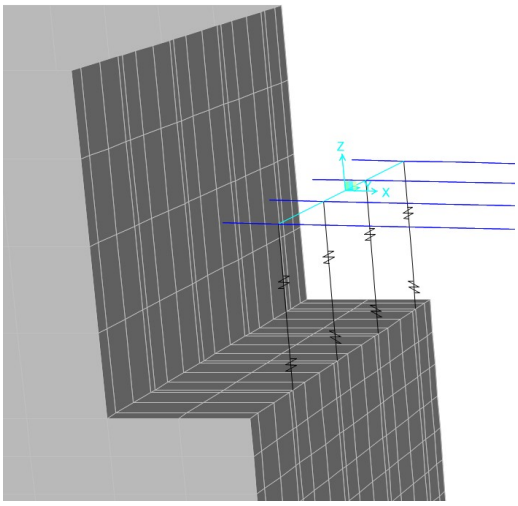


**Figura 10.24 Particolare: modellazione degli appoggi delle travi sulla spalla destra**

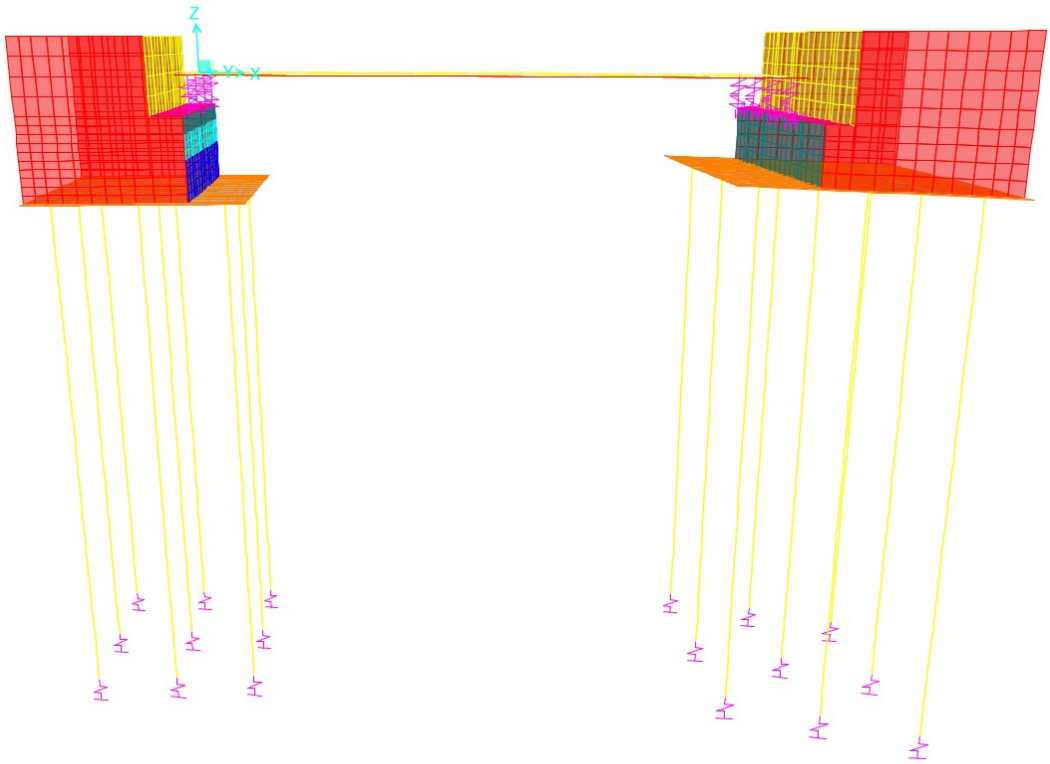



**Figura 10.25: Vista del modello di calcolo**

## 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”.

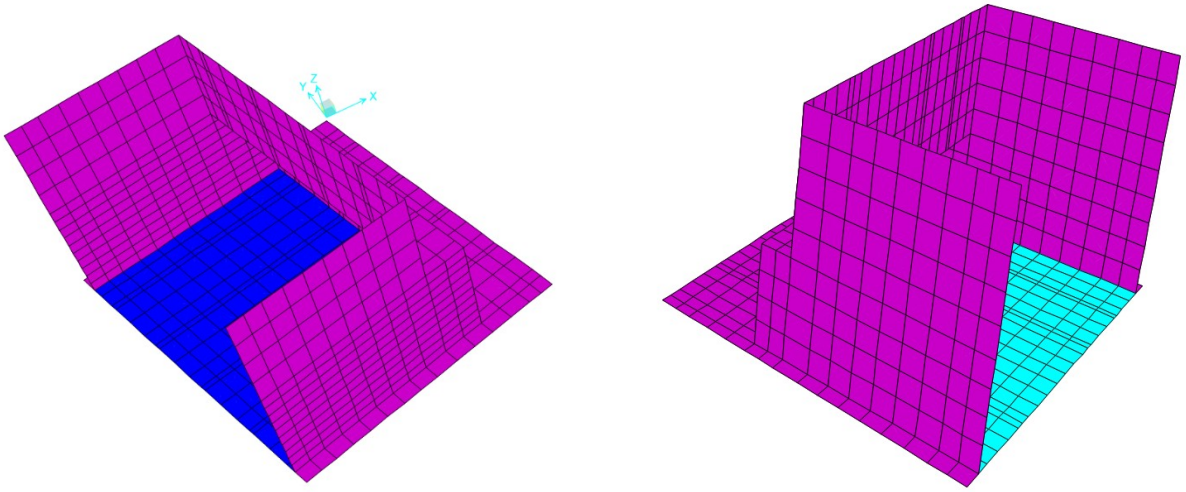


**Figura 10.26 Applicazione delle pressioni del terreno**

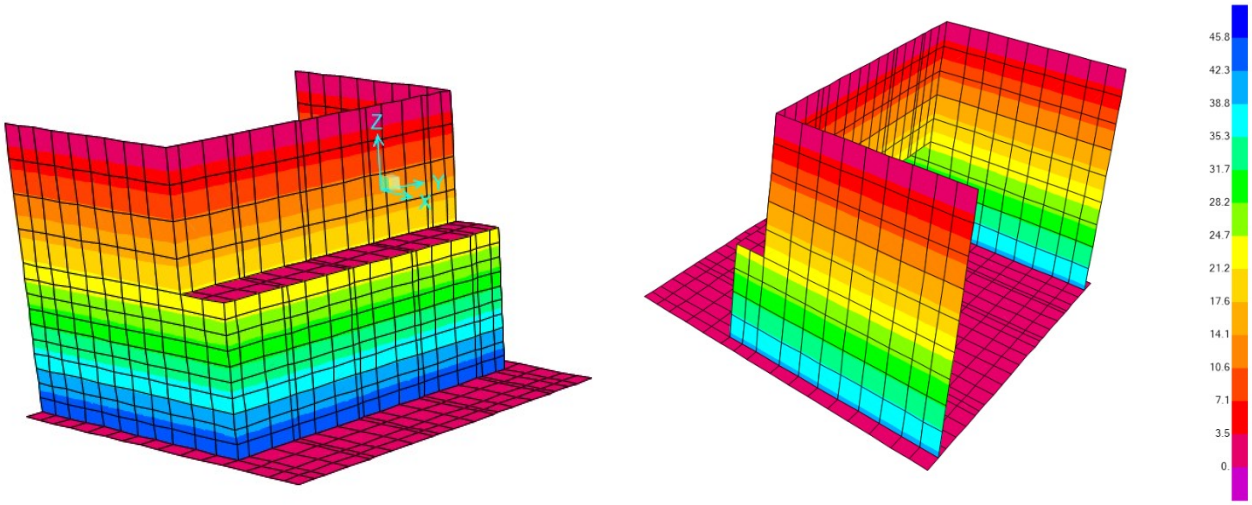



**Figura 10.27 Applicazione della spinta del terreno**

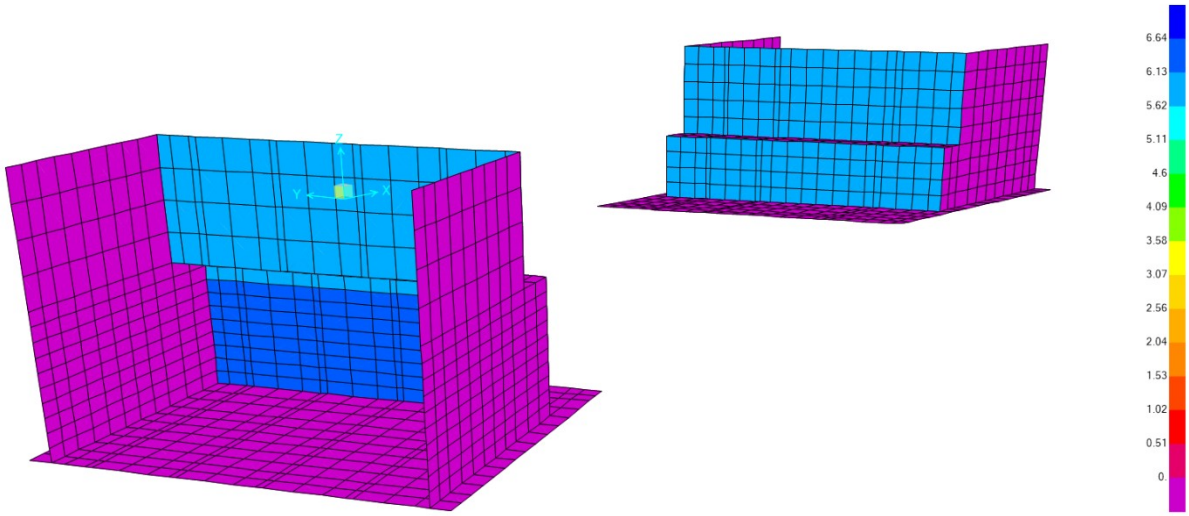



**Figura 10.28 Applicazione della spinta di Wood nel caso di sisma X+**

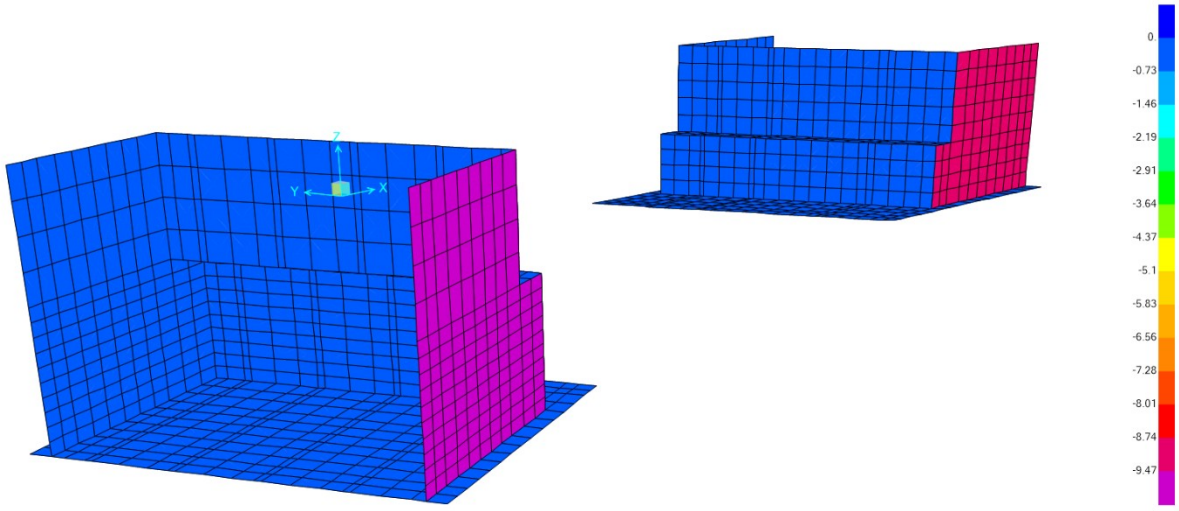



**Figura 10.29 Applicazione della spinta di Wood nel caso sisma Y-**

### 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.
L'analisi modale indica come primi modi di vibrare quelli relativi all'impalcato e tipici delle strutture isolate. Nella fattispecie i primi due modi (modo 1 e modo 2 globale modello) sono traslazionali in direzione longitudinale e trasversale, il settimo modo è verticale dell'impalcato.

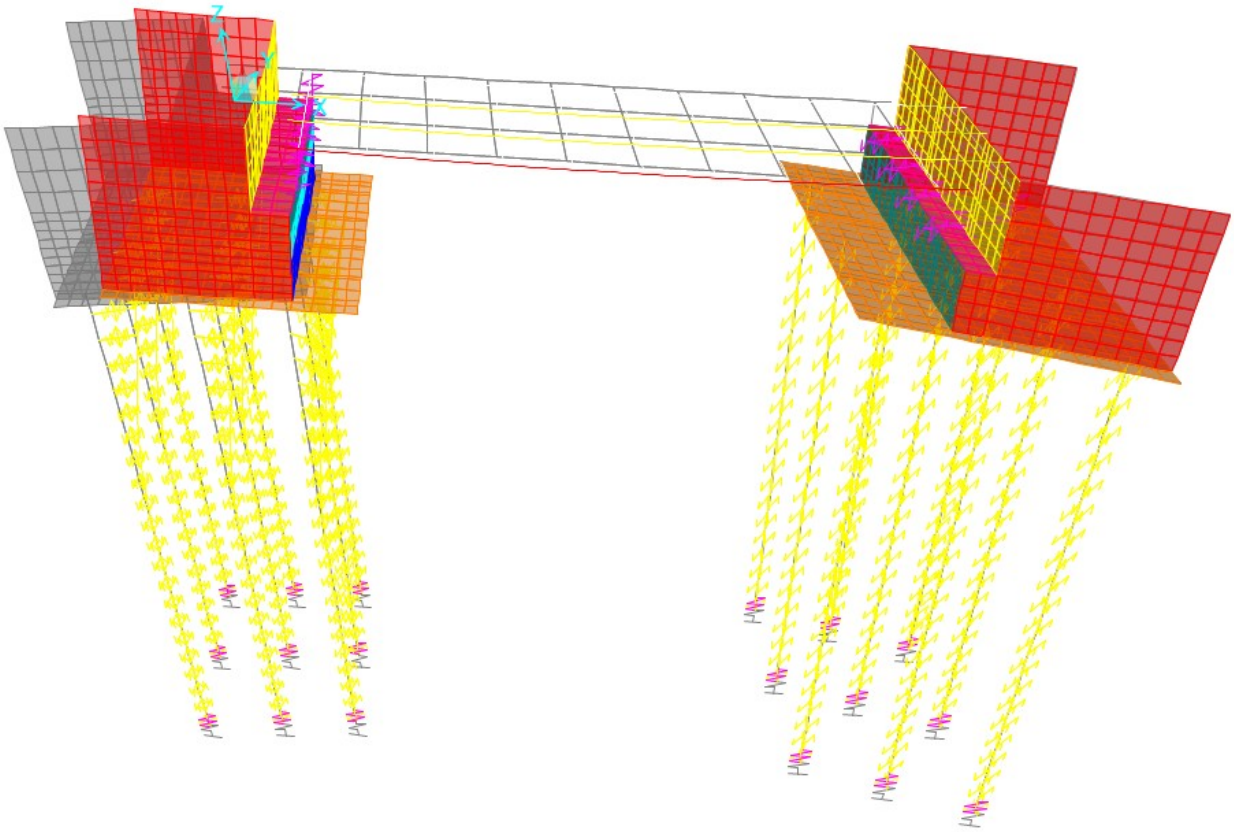


**Figura 11.30 Primo modo vibrazione (longitudinale impalcato) T = 0.281 sec**

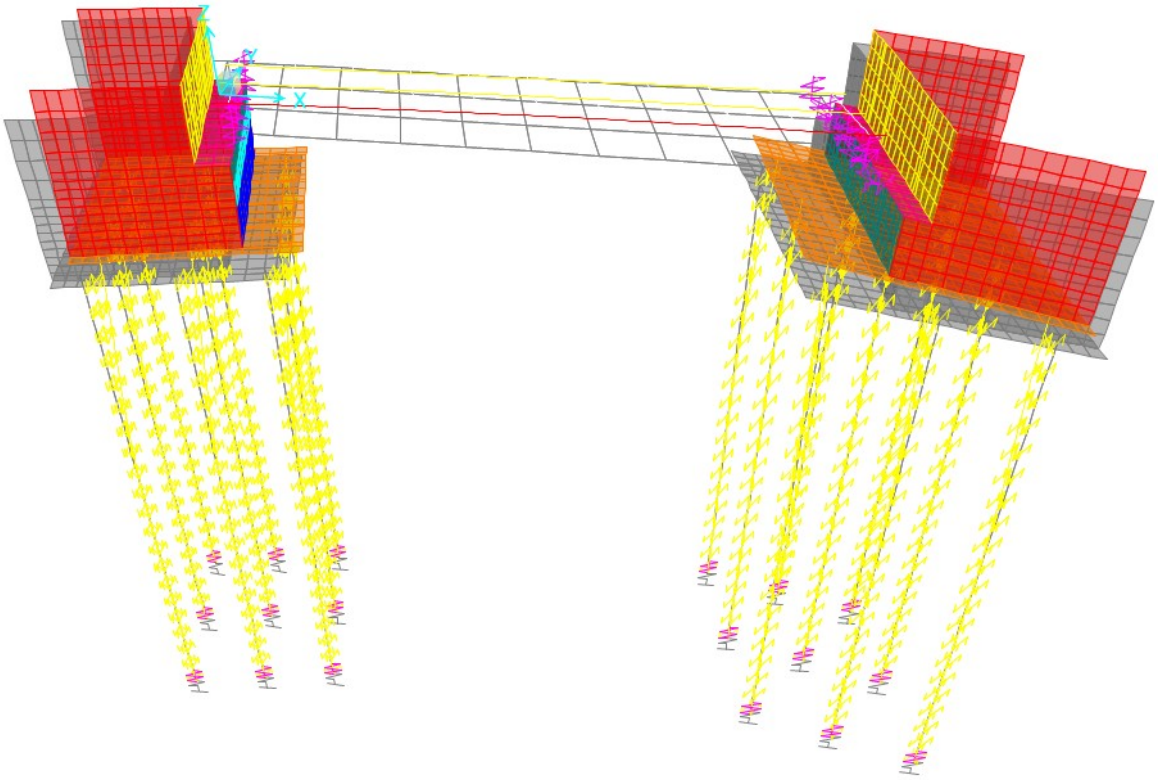


**Figura 11.31 Secondo modo vibrazione (trasversale impalcato) T = 0.242 sec**

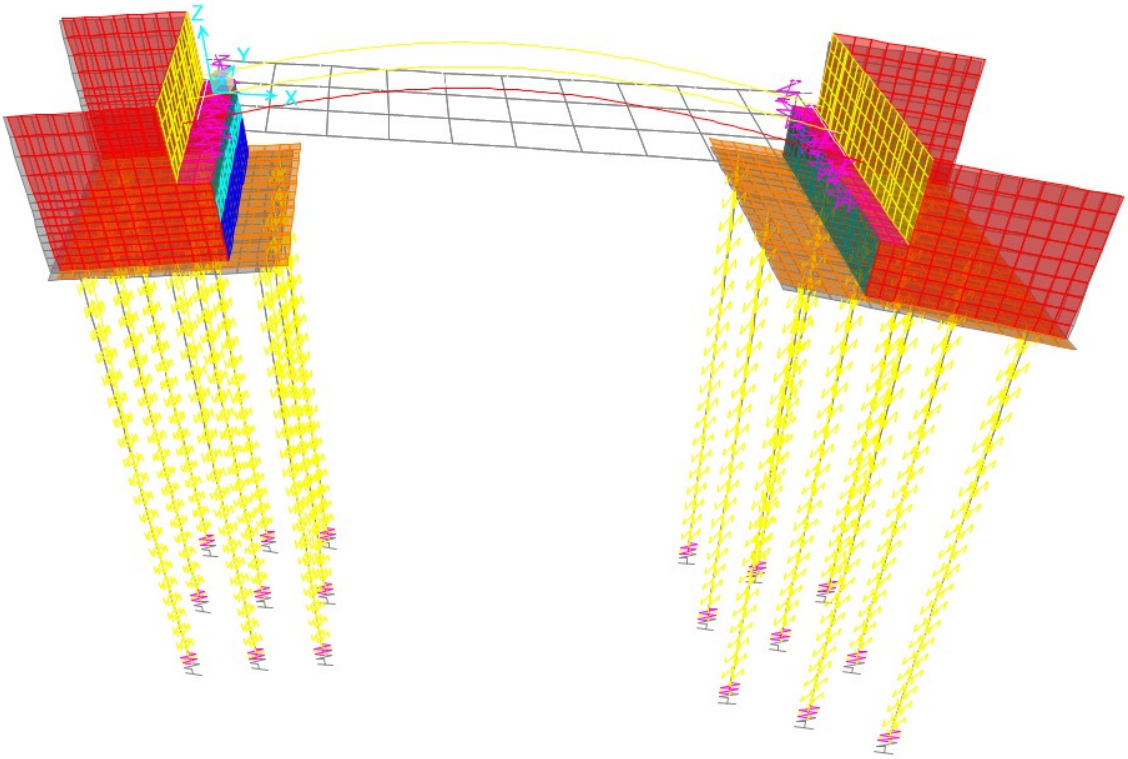


**Figura 11.32 Quinto modo vibrazione (verticale impalcato) T = 0.165 sec**

# 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.

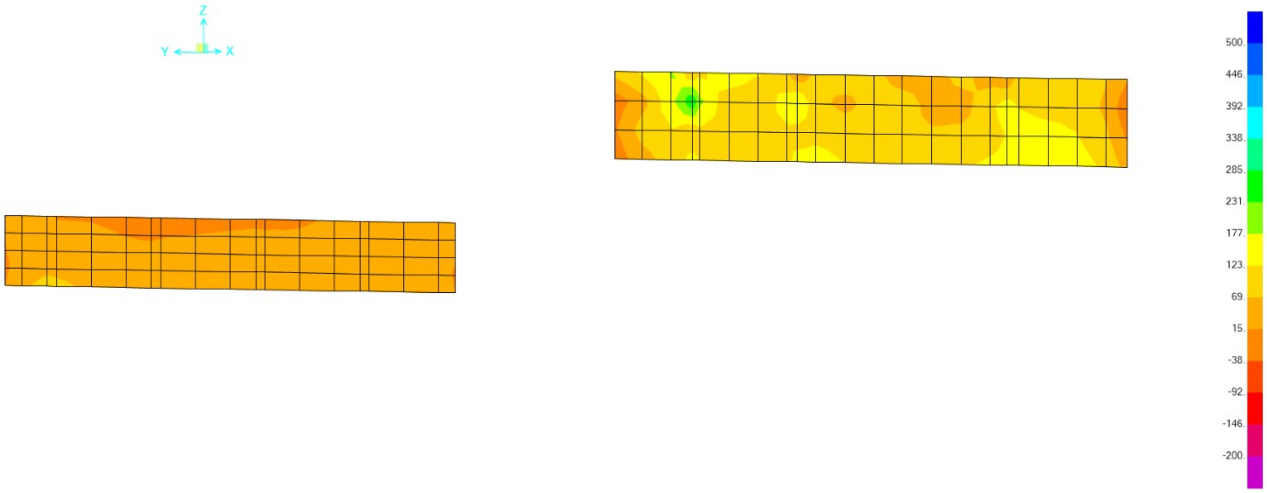



**Figura 12.33 Momento flettente M11 massimo**

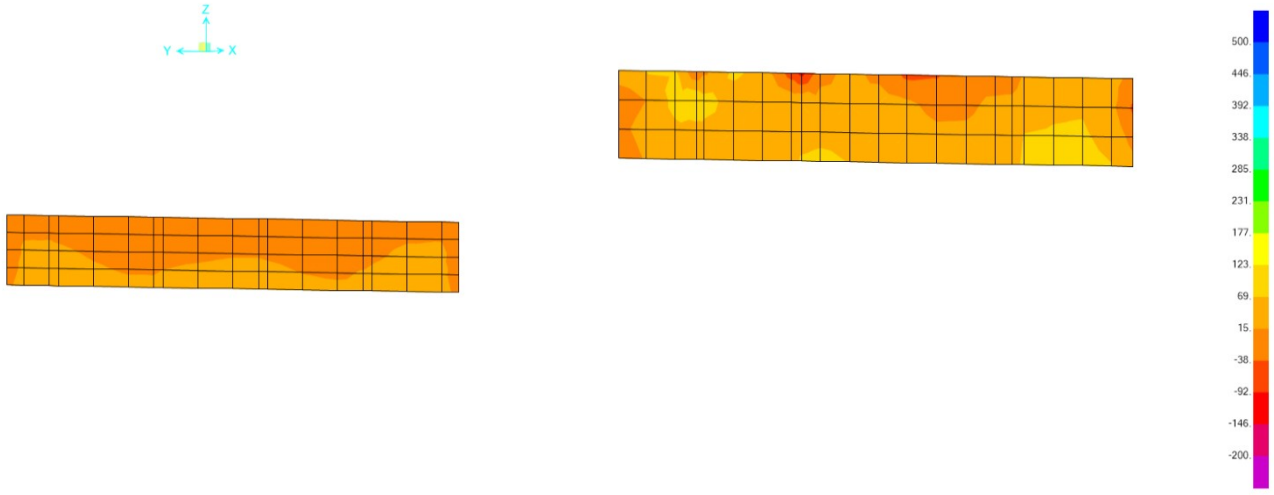



**Figura 12.34 Momento flettente M11 minimo**

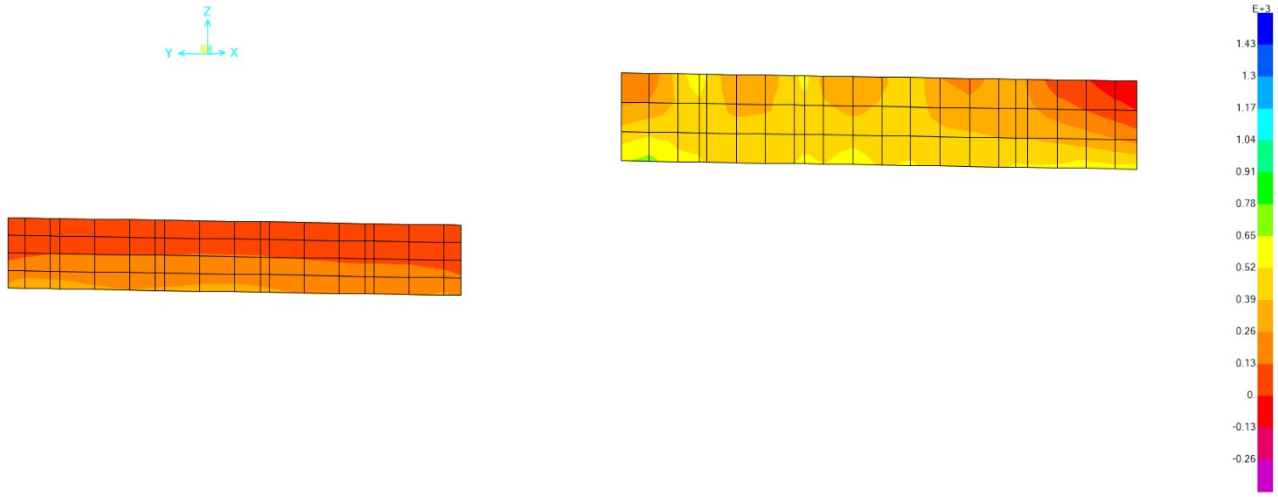



**Figura 12.35 Momento flettente M22 massimo**

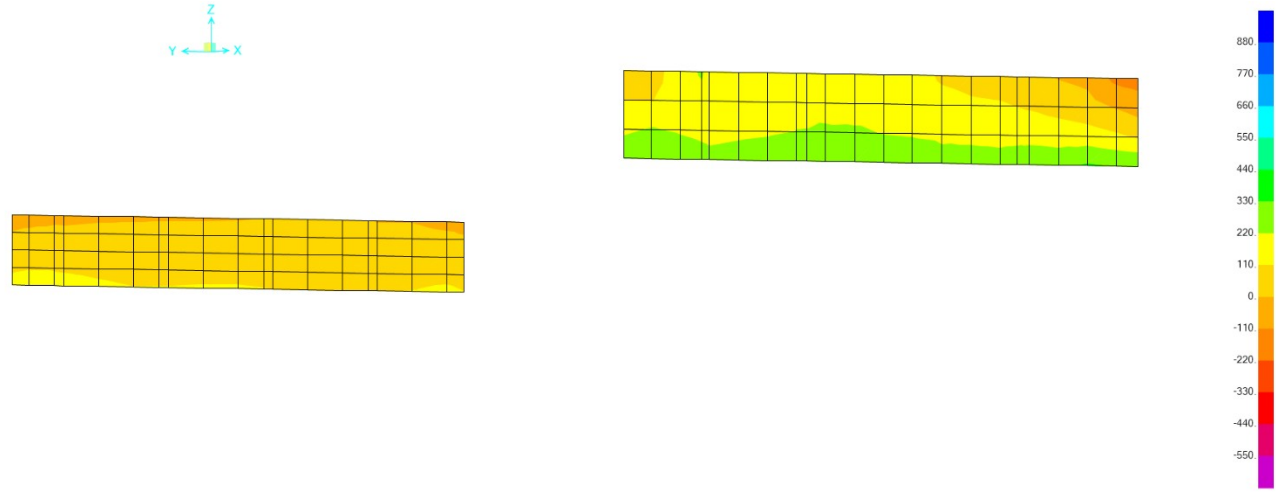



**Figura 12.36 Momento flettente M22 minimo**

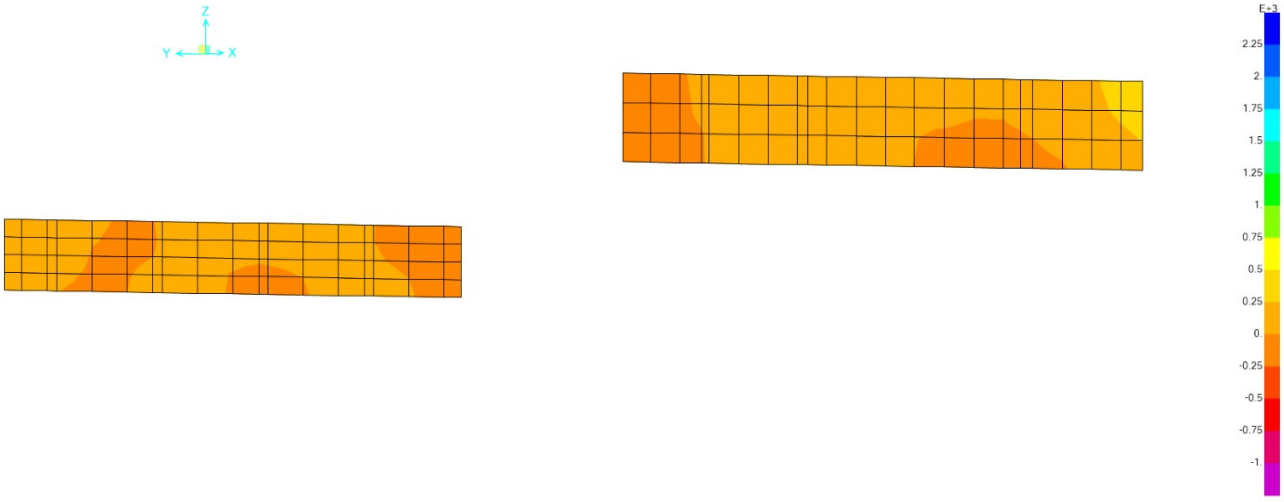



**Figura 12.37 Taglio V13 massimo**

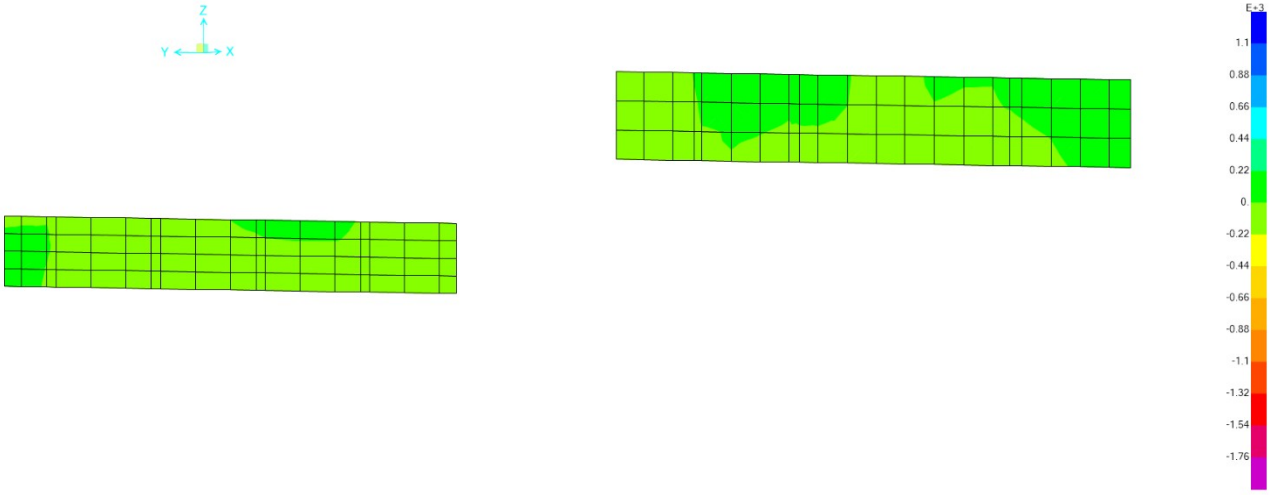



**Figura 12.38 Taglio V13 minimo**

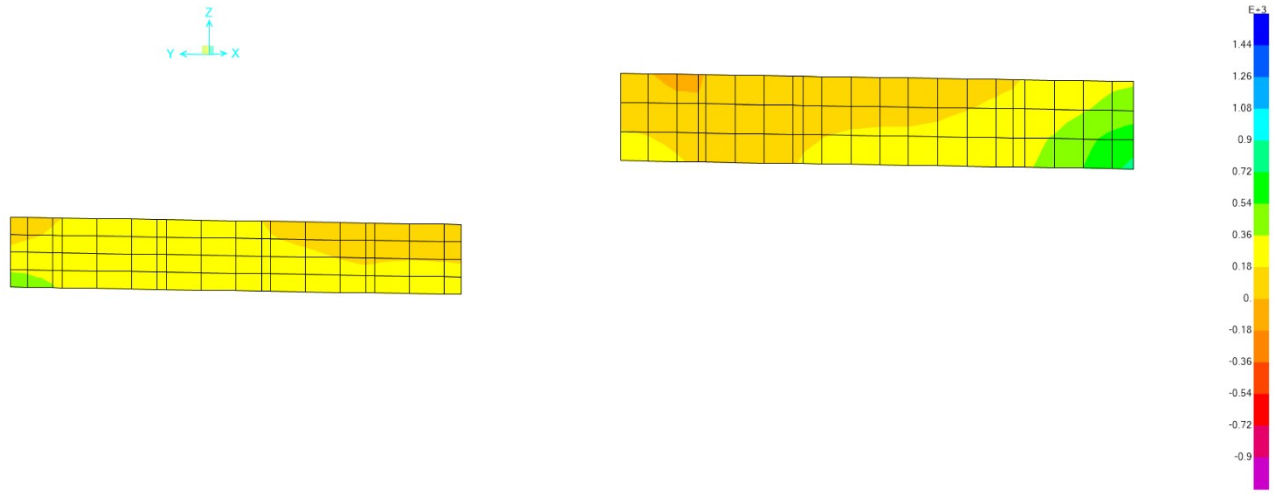



**Figura 12.39 Taglio V23 massimo**

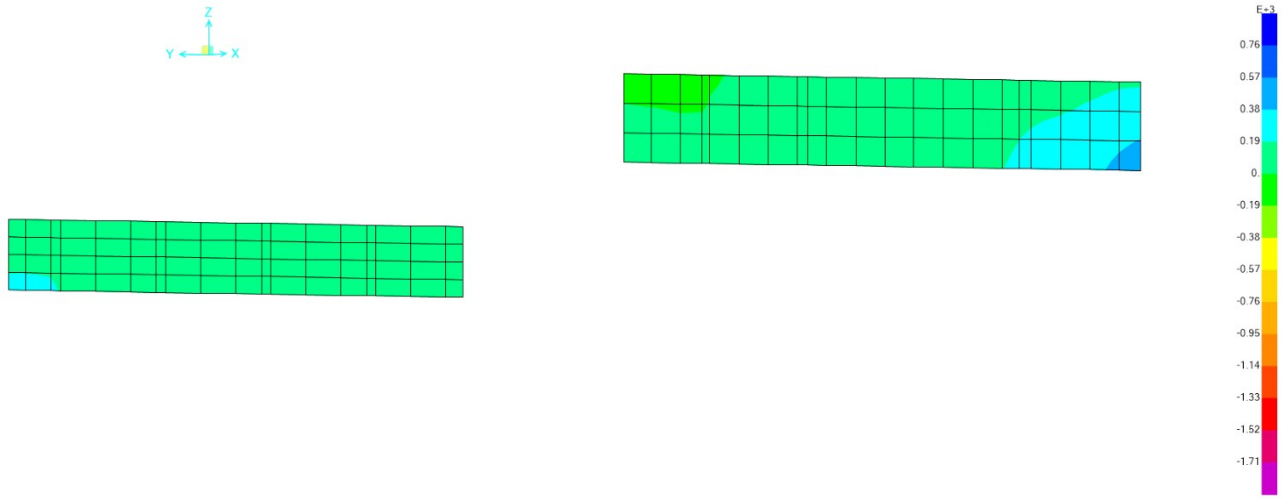



**Figura 12.40 Taglio V23 minimo**

### 12.1.2. 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.

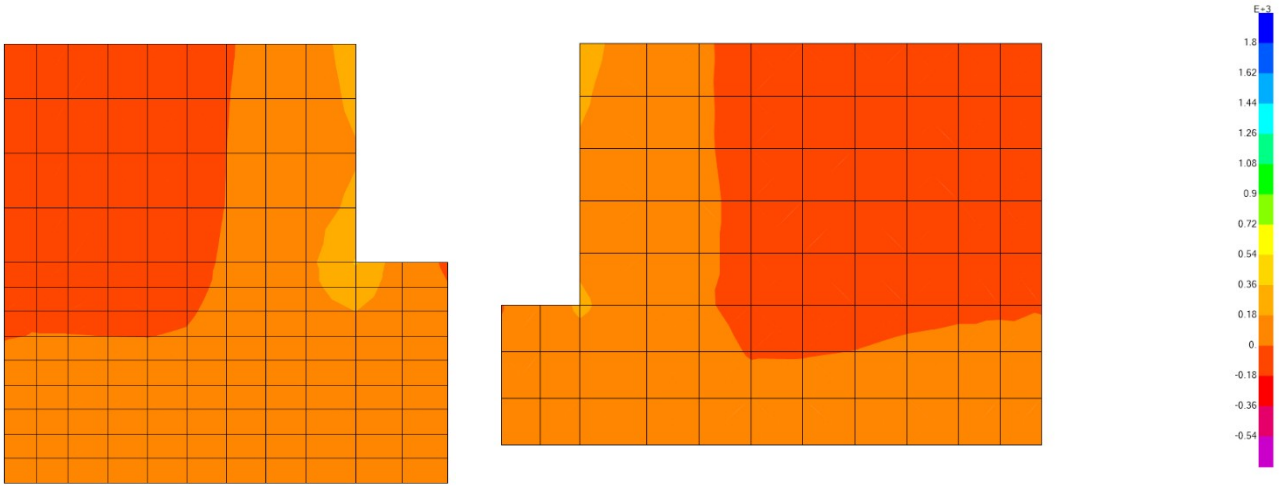



**Figura 12.41 Momento flettente M11 massimo**

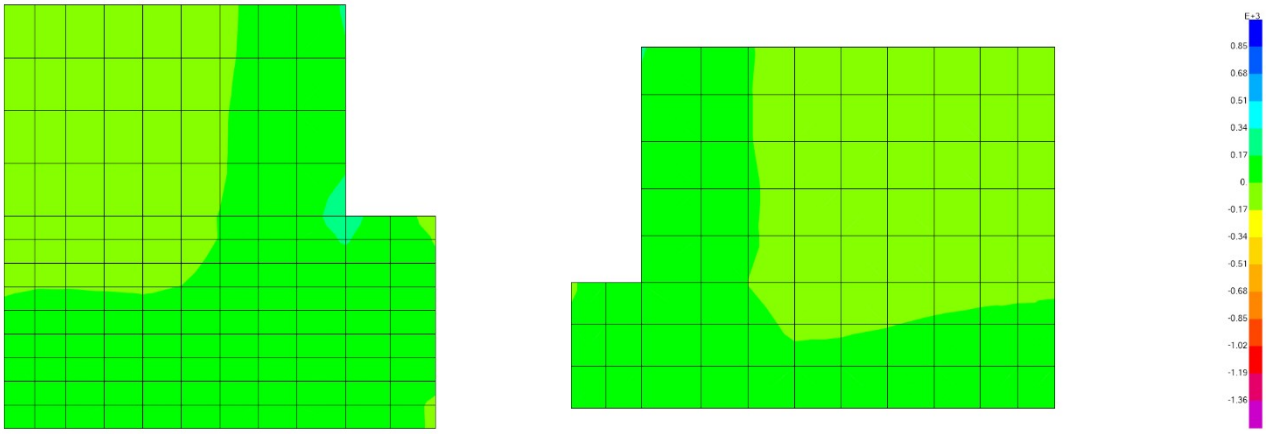



**Figura 12.42 Momento flettente M11 minimo**

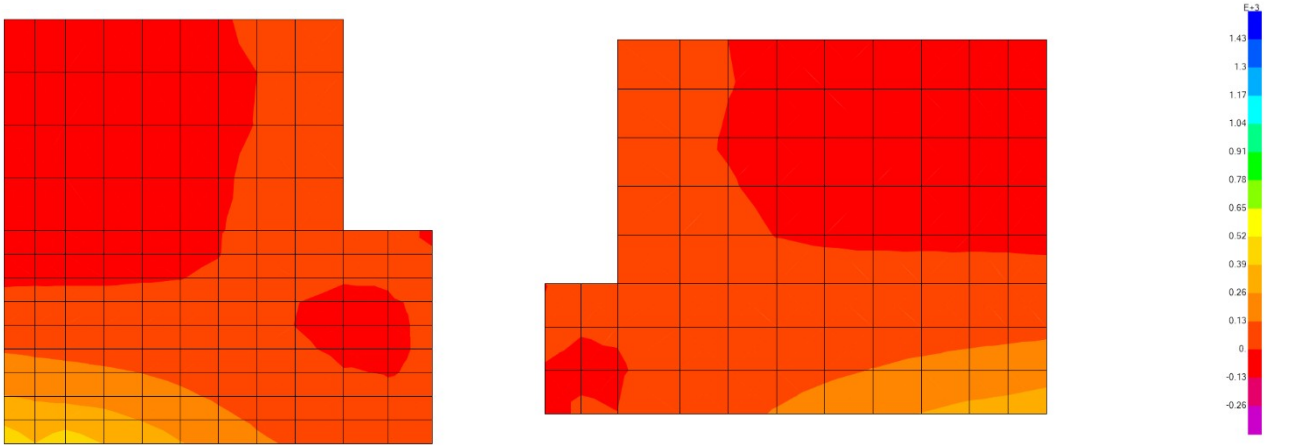



**Figura 12.43 Momento flettente M22 massimo**

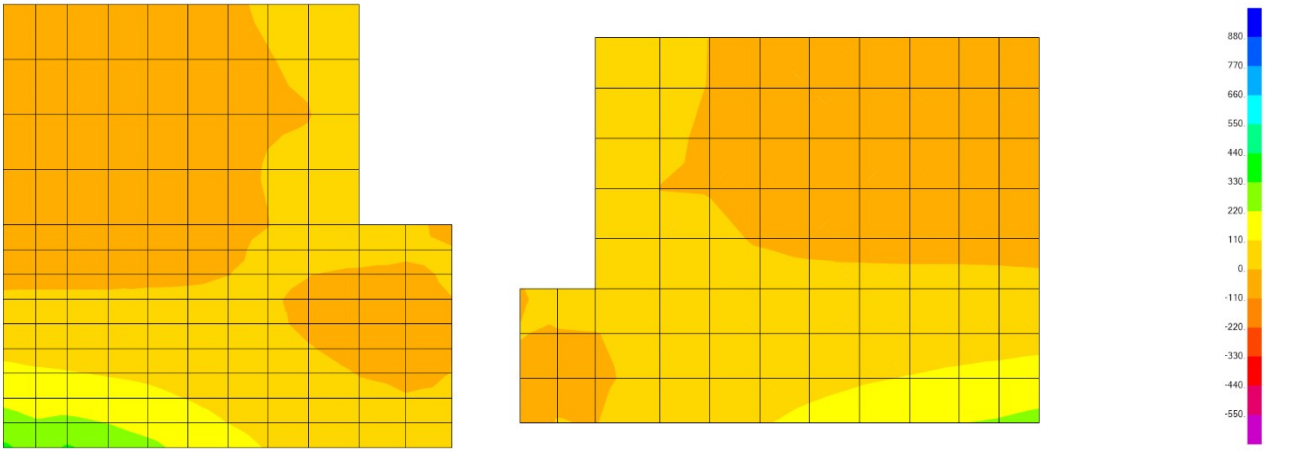



**Figura 12.44 Momento flettente M22 minimo**

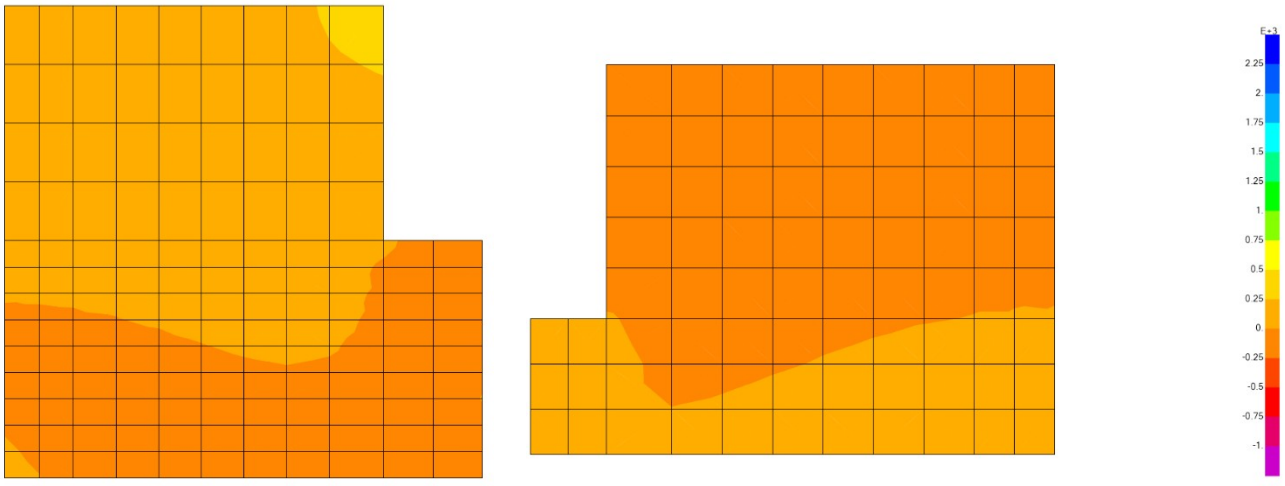



**Figura 12.45 Taglio V13 massimo**

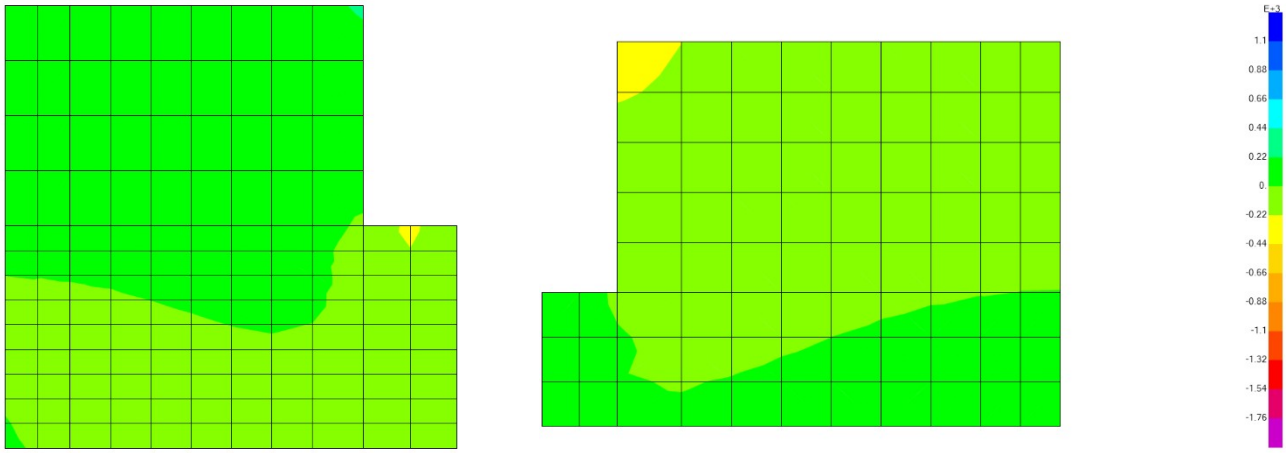



**Figura 12.46 Taglio V13 minimo**

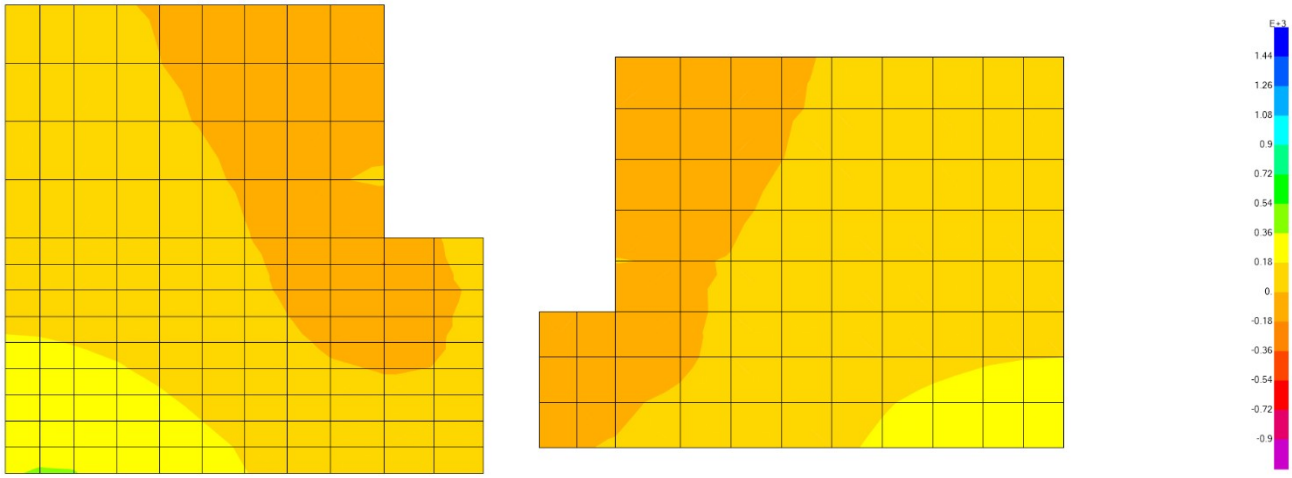



**Figura 12.47 Taglio V23 massimo**

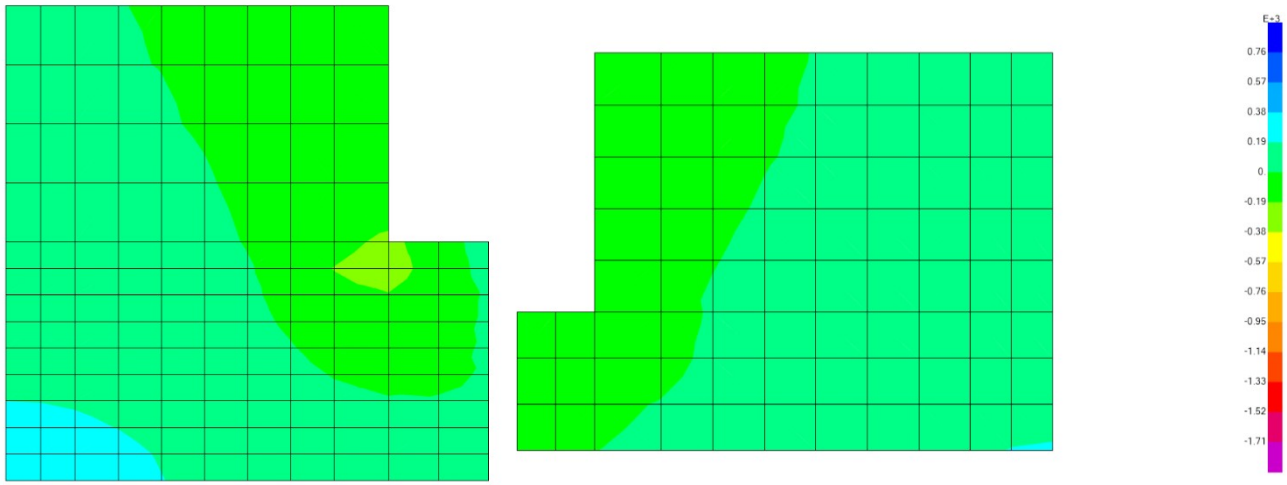



**Figura 12.48 Taglio V23 minimo**

### 12.1.3. PARAGHIAIA

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

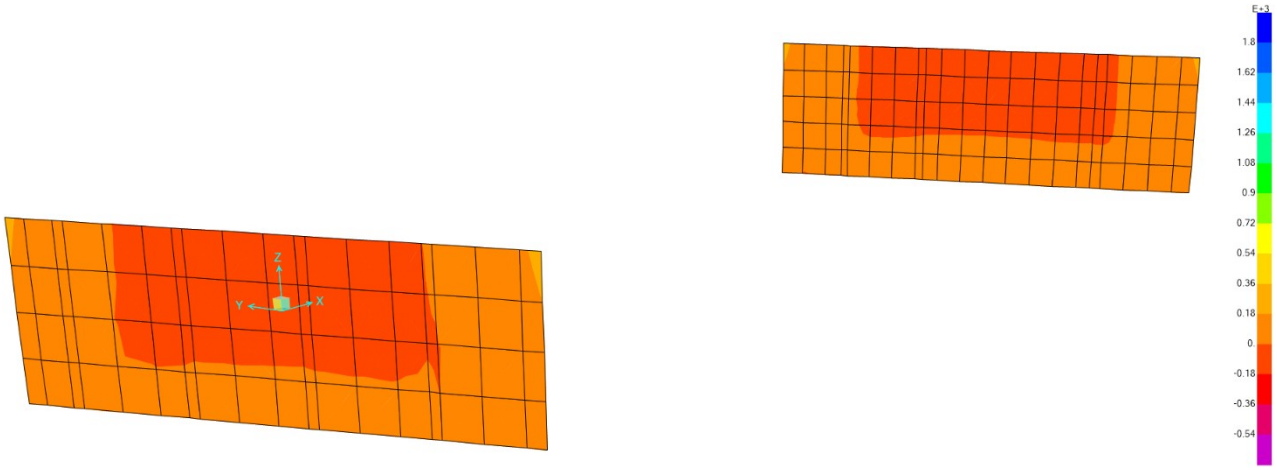



**Figura 12.49 Momento flettente M11 massimo**

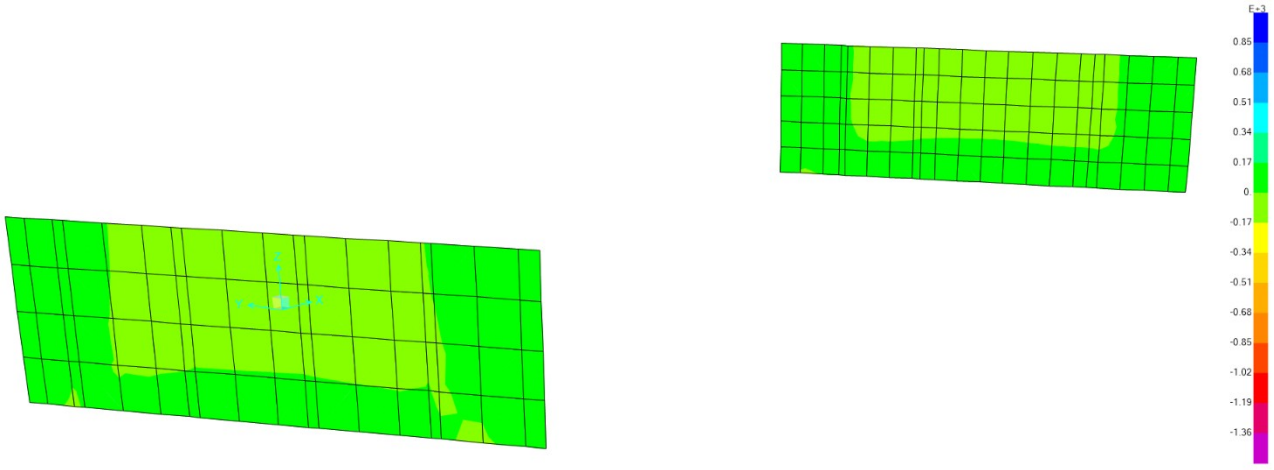



**Figura 12.50 Momento flettente M11 minimo**

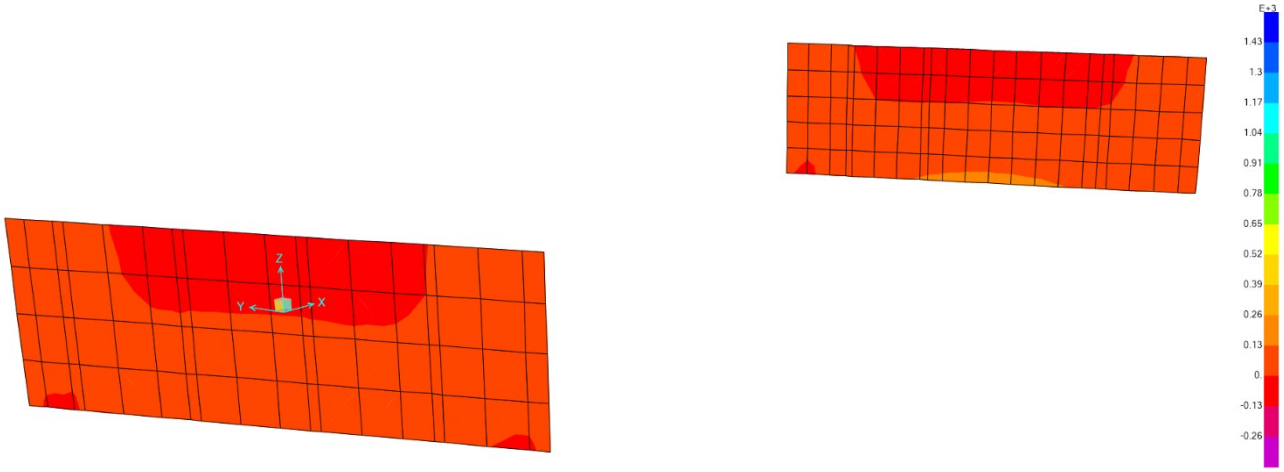



**Figura 12.51 Momento flettente M22 massimo**

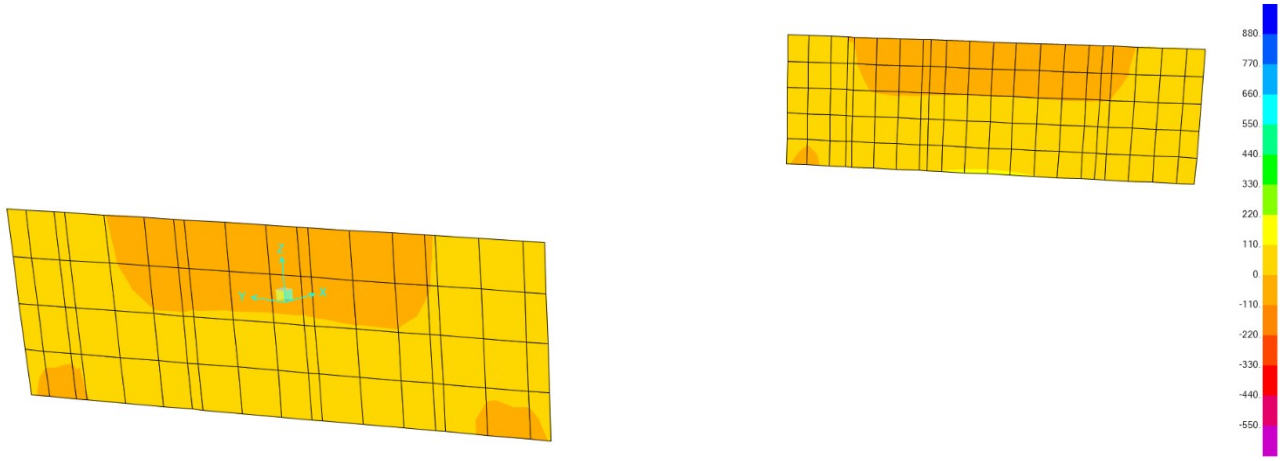



**Figura 12.52 Momento flettente M22 minimo**

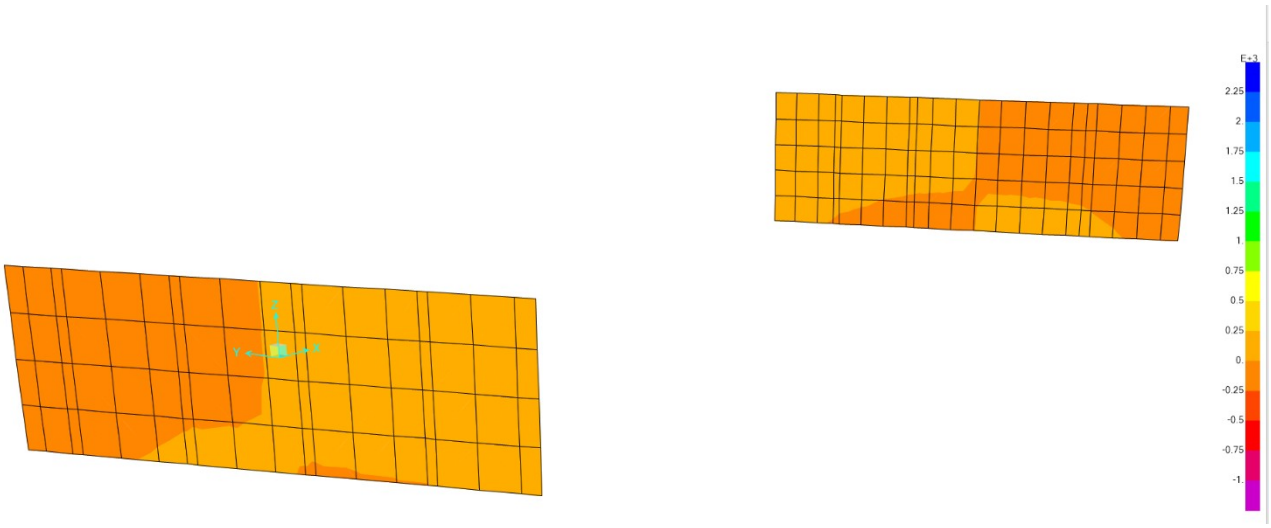



**Figura 12.53 Taglio V13 massimo**

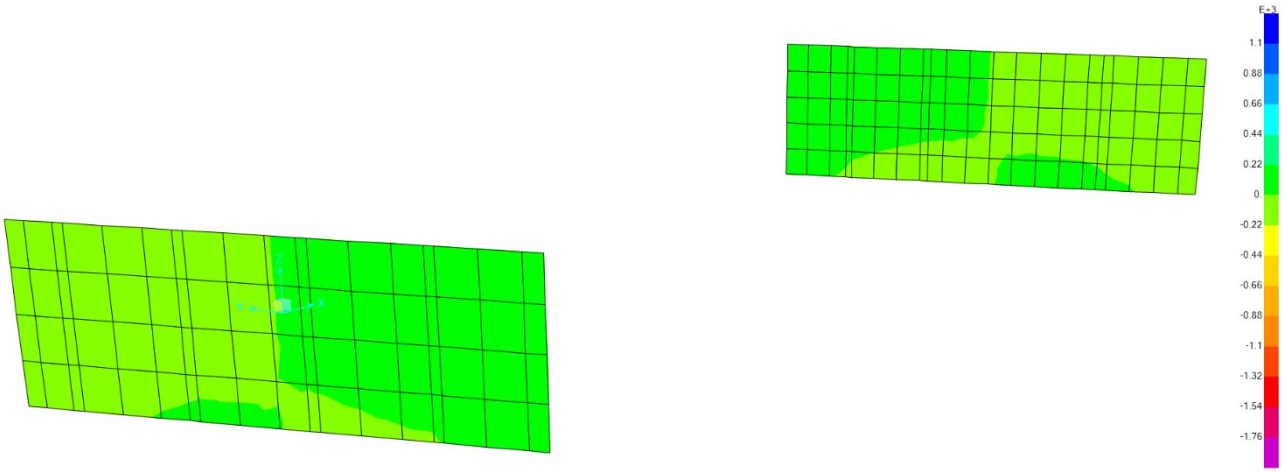



**Figura 12.54 Taglio V13 minimo**

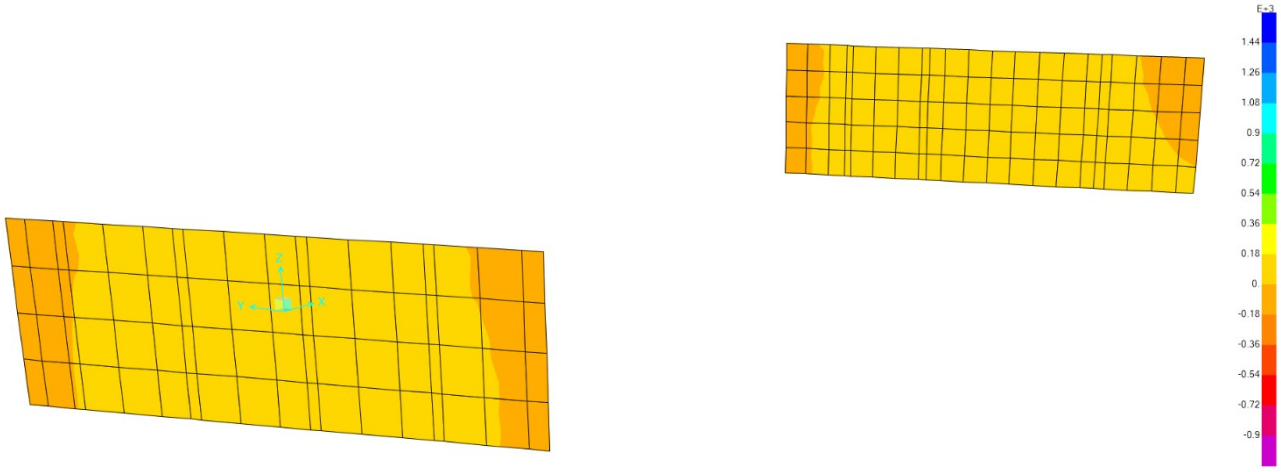



**Figura 12.55 Taglio V23 massimo**

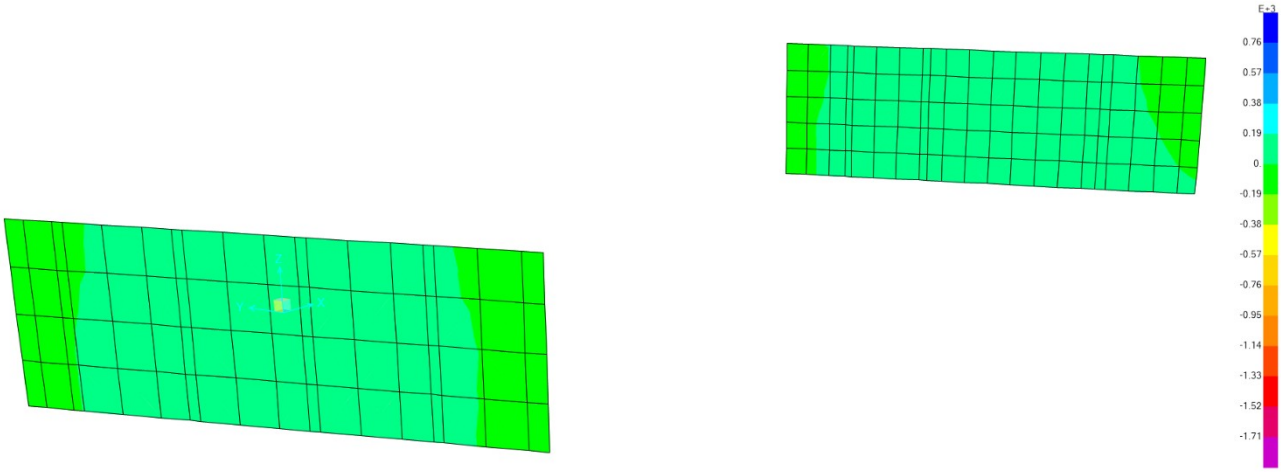



**Figura 12.56 Taglio V23 minimo**

## 12.2. VERIFICHE DEI MURI DI SPALLA AGLI SLU

### 12.2.1. MURI FRONTALI

Per il muro frontale della spalla sinistra si prescrive un' armatura verticale ø20/20cm; inoltre si dispongono degli spilli ø10/20x40cm per resistere al taglio.

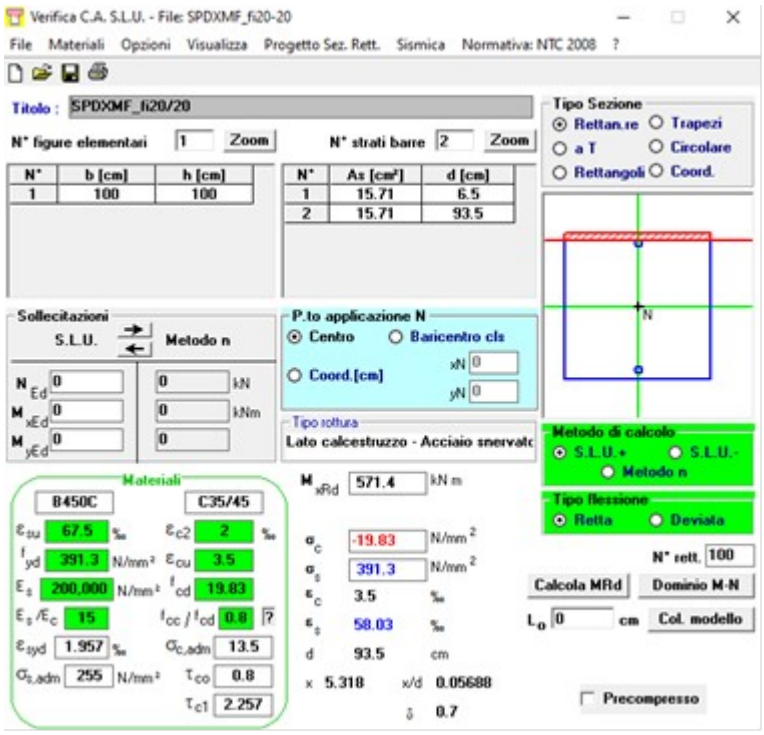



**Figura 12.57 Verifica a flessione per la sezione allo spiccato**

$M_{Rd}$= 571.4 kNm > 275 kNm =$M_{Ed}$ Verifica soddisfatta

**Geometria**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Sezione* | Larghezza minima sezione | $b_w$ = | 1000 | mm | |
| | Altezza sezione | H = | 1000 | mm | |
| | Copriferro netto | c = | 45 | mm | |
| | Dist. asse armatura long. | c' = | 65 | mm | |
| | Altezza utile sezione | d = | 935 | mm | |
| | Area cls | $A_c$ = | 10000 | $cm^2$ | |
| *Arm.Long.* | Armatura longitudinale tesa | $A_{sl}$ = | 15.71 | $cm^2$ | |
| *Arm.Trasv.* | Area ferro staffe | $A_{f_{st}}$ = | 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 | a = | 90 | ° | |
| | | cotga = | 0.00 | | |
| | | cotgq = | 2.50 | | $1 \le ctgq \le 2.5$ |
| | | sina = | 1.00 | | |

**Materiali**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Cls* | Classe di Resistenza cls | | C35/45 | | |
| | Res. caratt. cubica a compr. cls | $R_{ck}$ = | 45.00 | MPa | |
| | Res. caratt. cilindr. 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 | |
| *Acciaio* | 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. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_C$ | $s_{cp}$ = | 0.00 | MPa | |
| Coeff. maggiorativo | $a_c$ = | 1.00 | | |

**Resistenza di calcolo a "taglio trazione"**

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

$V_{Rsd}$ = 808.2 kN

**Resistenza di calcolo a "taglio compressione"**

$V_{Rcd} = 0{,}90 * d * b_w * a_c * f'_{cd} * (ctg\,a + ctg\,q) / (1 + ctg^2 J)$

$V_{Rcd}$ = 3070.7 kN

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Resistenza a Taglio** | **$V_{Rd}$ =** | **808.2** | **kN** | > | **410.0** | **= $V_{Ed}$** |

**Esito Verifica**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **$V_{Rd} \ge V_{Ed}$** | Verifica soddisfatta | **$V_{Rd}/V_{Ed}$ =** | 1.97 |

Le verifiche risultano soddisfatte

Per il muro frontale della spalla destra si prescrive un' armatura verticale ø20/20cm; inoltre si dispongono degli spilli ø10/20x40cm per resistere al taglio.

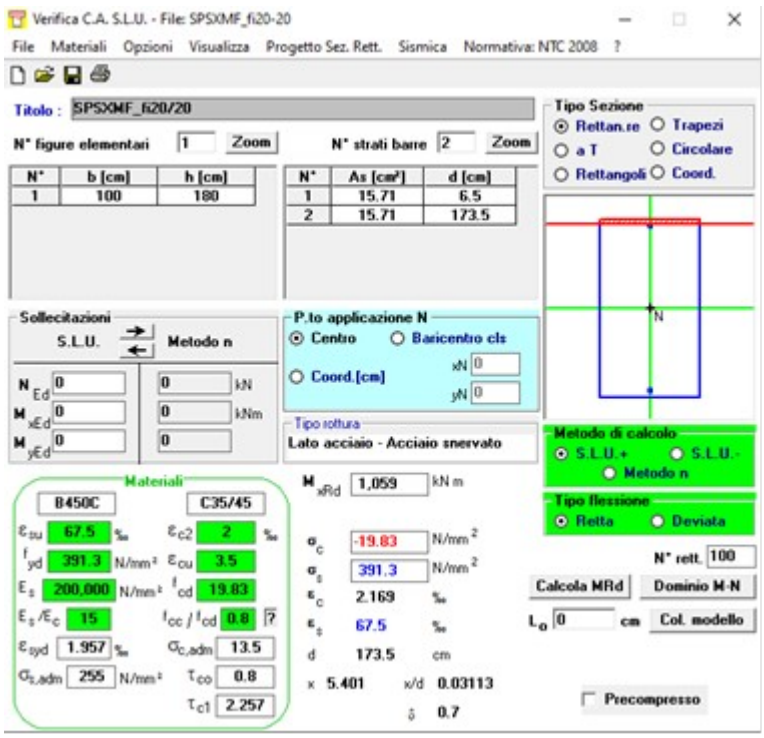



**Figura 12.58 Verifica a flessione per la sezione allo spiccato**

$M_{Rd}$= 1059 kNm > 628 kNm =$M_{Ed}$ Verifica soddisfatta

**Geometria**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Sezione* | 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 | $cm^2$ | |
| *Arm.Long.* | Armatura longitudinale tesa | $A_{sl}$ = | 15.71 | $cm^2$ | |
| *Arm.Trasv.* | Area ferro staffe | $A_{f_{st}}$ = | 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 | a = | 90 | ° | |
| | | cotga = | 0.00 | | |
| | | cotgq = | 2.50 | | $1 \le ctgq \le 2.5$ |
| | | sina = | 1.00 | | |

**Materiali**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Cls* | Classe di Resistenza cls | | C35/45 | | |
| | Res. caratt. cubica a compr. cls | $R_{ck}$ = | 45.00 | MPa | |
| | Res. caratt. cilindr. 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 | |
| *Acciaio* | 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. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_C$ | $s_{cp}$ = | 0.00 | MPa | |
| Coeff. maggiorativo | $a_c$ = | 1.00 | | |

**Resistenza di calcolo a "taglio trazione"**

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

$V_{Rsd}$ = 1499.7 kN

**Resistenza di calcolo a "taglio compressione"**

$V_{Rcd} = 0{,}90 * d * b_w * a_c * f'_{cd} * (ctg\,a + ctg\,q) / (1 + ctg^2 J)$

$V_{Rcd}$ = 5698.1 kN

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Resistenza a Taglio** | **$V_{Rd}$ =** | **1499.7** | **kN** | > | **710.0** | **= $V_{Ed}$** |

**Esito Verifica**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **$V_{Rd} \ge V_{Ed}$** | Verifica soddisfatta | **$V_{Rd}/V_{Ed}$ =** | 2.11 |

Le verifiche risultano soddisfatte

### 12.2.2. MURO ANDATORE

Si prescrive un'armatura verticale ø20/10cm; inoltre si dispongono degli spilli ø10/20x40cm per resistere al taglio.

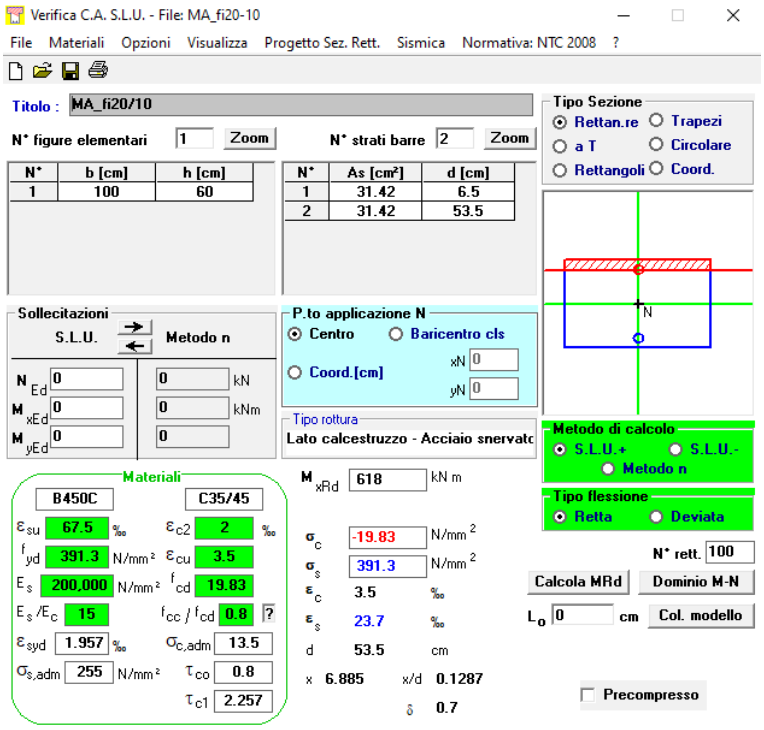



**Figura 12.59 Verifica a flessione per la sezione allo spiccato**

$M_{Rd}$= 618 kNm > 536 kNm =$M_{Ed}$ Verifica soddisfatta

**Geometria**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Sezione* | 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 | $cm^2$ | |
| *Arm.Long.* | Armatura longitudinale tesa | $A_{sl}$ = | 31.42 | $cm^2$ | |
| *Arm.Trasv.* | Area ferro staffe | $A_{f_{st}}$ = | 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 | a = | 90 | ° | |
| | | cotga = | 0.00 | | |
| | | cotgq = | 2.50 | | $1 \le ctgq \le 2.5$ |
| | | sina = | 1.00 | | |

**Materiali**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Cls* | Classe di Resistenza cls | | C35/45 | | |
| | Res. caratt. cubica a compr. cls | $R_{ck}$ = | 45.00 | MPa | |
| | Res. caratt. cilindr. 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 | |
| *Acciaio* | 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. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_C$ | $s_{cp}$ = | 0.00 | MPa | |
| Coeff. maggiorativo | $a_c$ = | 1.00 | | |

**Resistenza di calcolo a "taglio trazione"**

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

$V_{Rsd}$ = 462.4 kN

**Resistenza di calcolo a "taglio compressione"**

$V_{Rcd} = 0{,}90 * d * b_w * a_c * f'_{cd} * (ctg\,a + ctg\,q) / (1 + ctg^2 J)$

$V_{Rcd}$ = 1757.1 kN

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Resistenza a Taglio** | **$V_{Rd}$ =** | **462.4** | **kN** | > | **419.0** | **= $V_{Ed}$** |

**Esito Verifica**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **$V_{Rd} \ge V_{Ed}$** | Verifica soddisfatta | **$V_{Rd}/V_{Ed}$ =** | 1.10 |

Le verifiche risultano soddisfatte

### 12.2.3. PARAGHIAIA

Ai fini delle verifiche sul paraghiaia, la combinazione più dimensionante risulta essere quella che ha la frenatura come carico principale. Di seguito riportano le verifiche locali relative al paraghiaia secondo quanto riportato nella circolare esplicativa delle NTC2018 al *C5.1.3.3.5.2:*

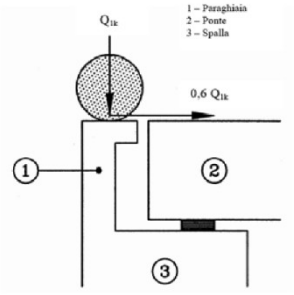



**Figura C5.1.1** - *Carichi da traffico su muri paraghiaia*

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

| CARICHI VERTICALI | |
|---|---|
| Peso proprio del paraghiaia | 16.88 kN |
| Carico Tandem diffuso sul paraghiaia con angolo di 45° | 33.33 kN |
| CARICHI ORIZZONTALI | |
| Carico della frenatura diffuso sul paraghiaia con angolo di 45° | 42.35 kN |
| Spinta del terreno | 20.51 kN |

Da cui ne conseguono le seguenti sollecitazioni al metro lineare

| Ned | Ved | Med |
|---|---|---|
| kN | kN | M |
| 50.21 | 84.86 | 149.4 |

Si prescrive un'armatura di ø20/10 cm.

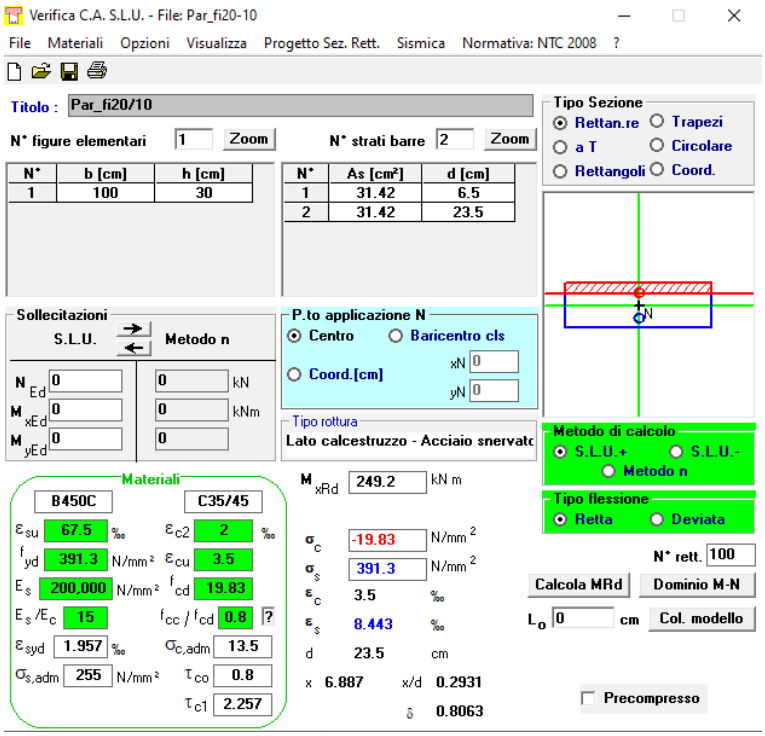



**Figura 12.60 Verifica a flessione per la sezione allo spiccato**

$M_{Rd}$= 249.2 kNm > 149.4 kNm =$M_{Ed}$ Verifica soddisfatta

**Geometria**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Sezione* | 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 | $cm^2$ | |
| *Arm.Long.* | Armatura longitudinale tesa | $A_{sl}$ = | 31.42 | $cm^2$ | |
| *Arm.Trasv.* | 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 | | $1 \le ctg\vartheta \le 2.5$ |
| | | sin$\alpha$ = | 1.00 | | |

**Materiali**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Cls* | Classe di Resistenza cls | | C35/45 | | |
| | Res. caratt. cubica a compr. cls | $R_{ck}$ = | 45.00 | MPa | |
| | Res. caratt. cilindr. 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 | |
| *Acciaio* | 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** $V_{Rd} = \left\{0{,}18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d \ge (v_{min} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $K = 1 + (200/d)^{1/2}$ | k = | 1.923 | ≤ 2 | | | |
| $\rho_l = A_{sl}/(b_w x d)$ | $\rho_l$ = | 0.0134 | ≤ 0.02 | | | |
| Tens. media compr. sez. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A$ | $\sigma_{cp}$ = | 0.000 | MPa | ≤ 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 | | | |
| $V_{Rd,min} = (v_{min} + 0{,}15 * \sigma_{cp}) * bw * d$ | $V_{Rd,min}$ = | 134.0 | kN | | | |
| **Resistenza a Taglio** | **$V_{Rd}$ =** | **199.6** | **kN** | **>** | **85.0** | **= $V_{Ed}$** |

**Esito Verifica**

$V_{Rd} \ge V_{Ed}$ 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.

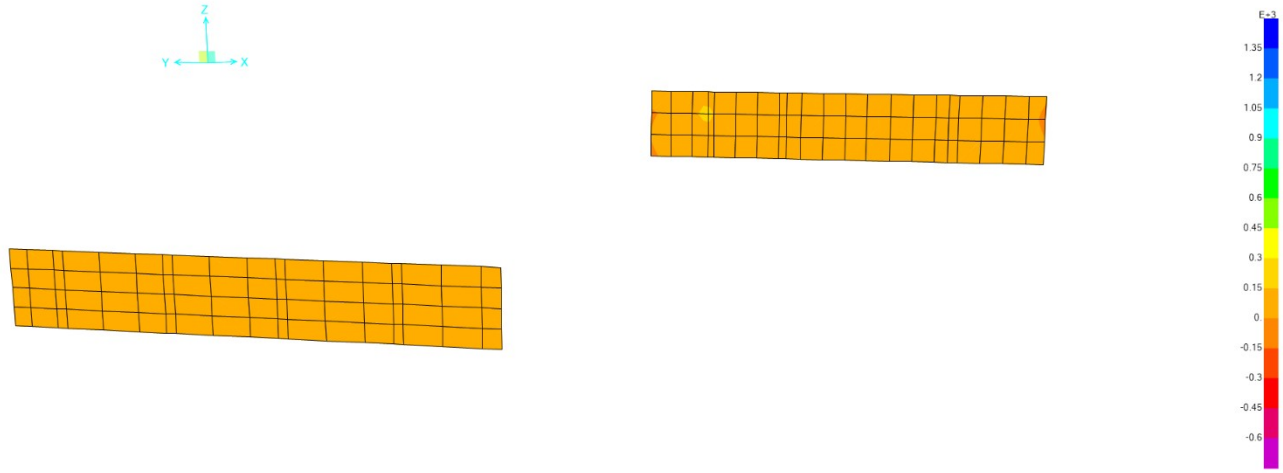



**Figura 12.61 Momento flettente M11 - SLE Rara**

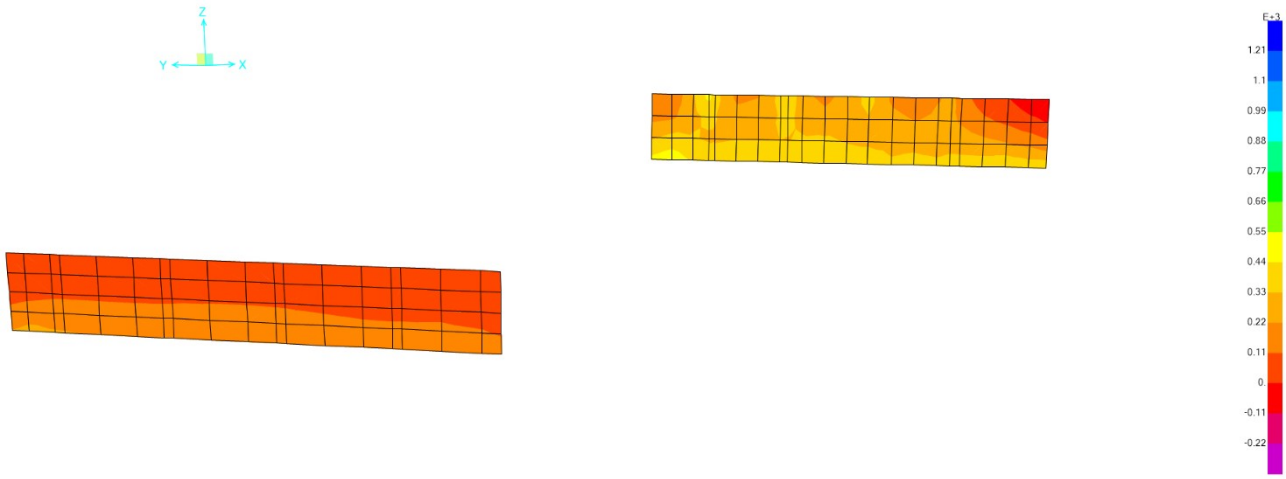



**Figura 12.62 Momento flettente M22 - SLE Rara**

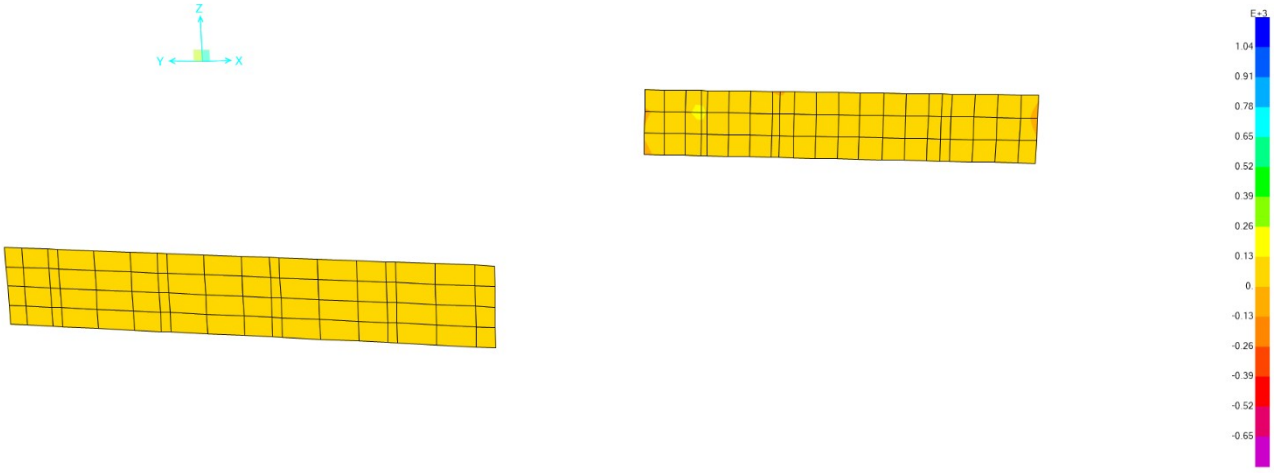



**Figura 12.63 Momento flettente M11 - SLE Frequente**

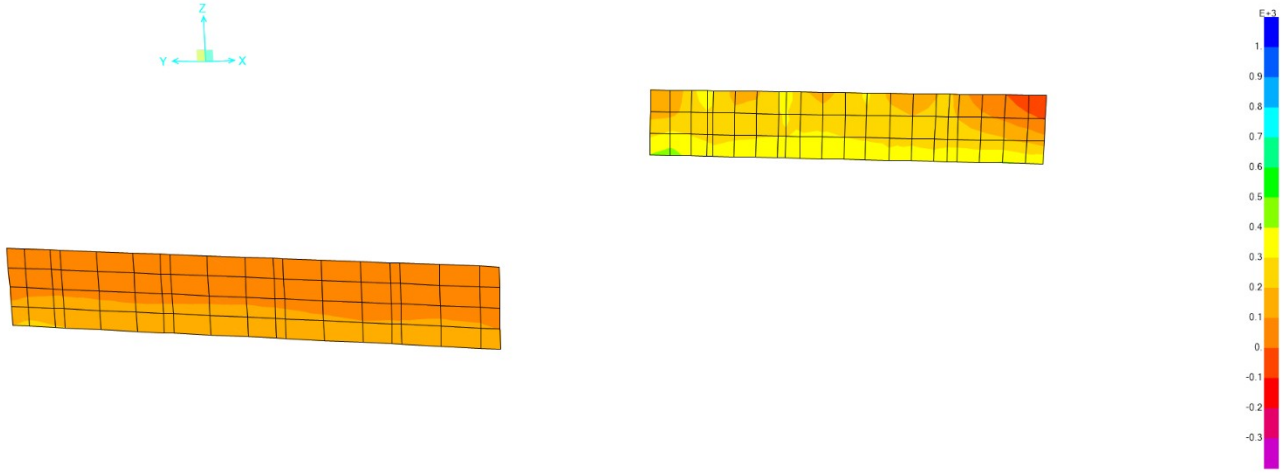



**Figura 12.64 Momento flettente M22 - SLE Frequente**

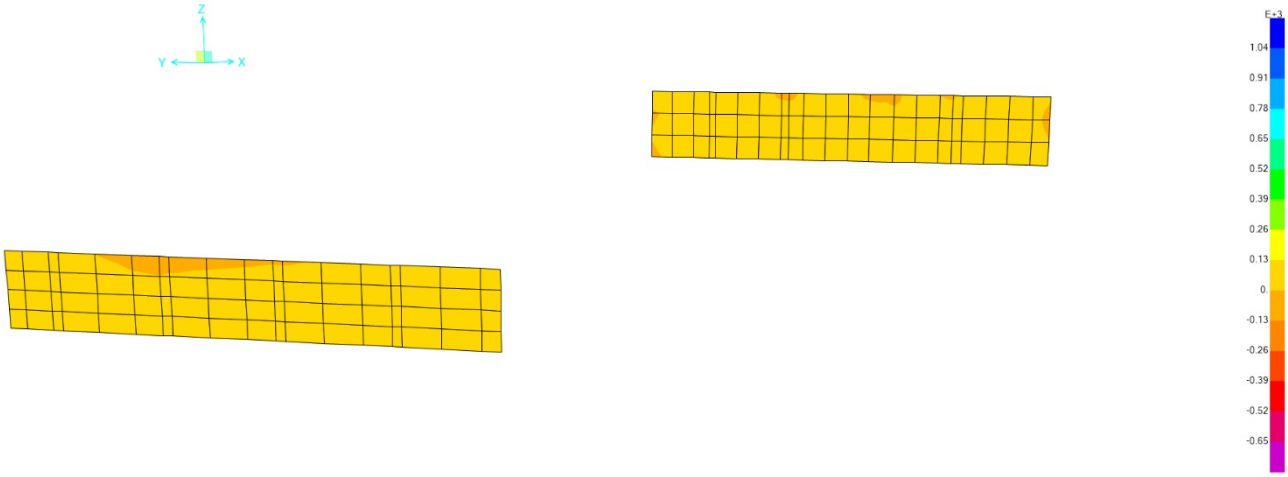



**Figura 12.65 Momento flettente M11 - SLE Quasi Permanente**

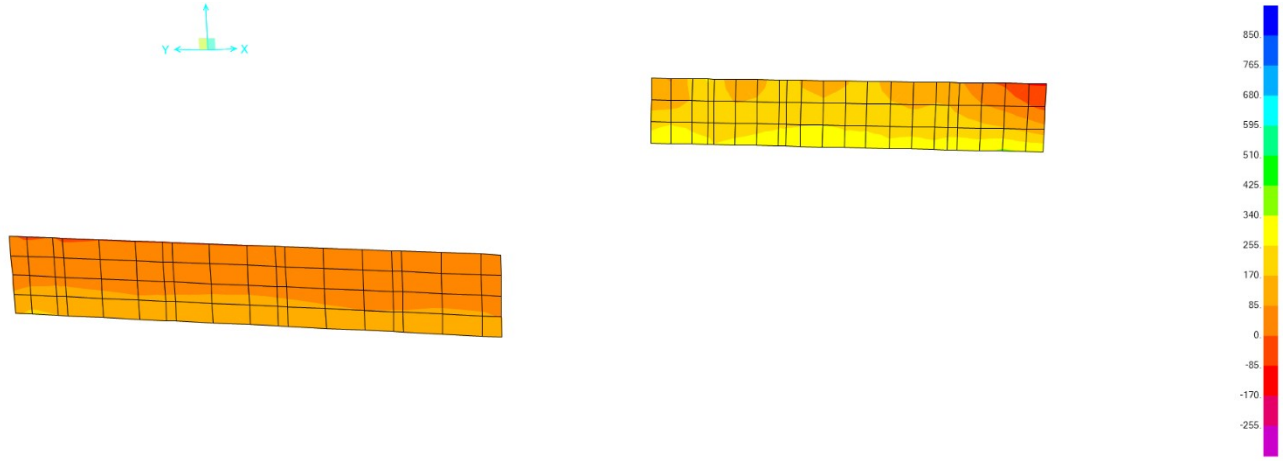



**Figura 12.66 Momento flettente M22 - SLE Quasi Permanente**

### 12.3.2. 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.

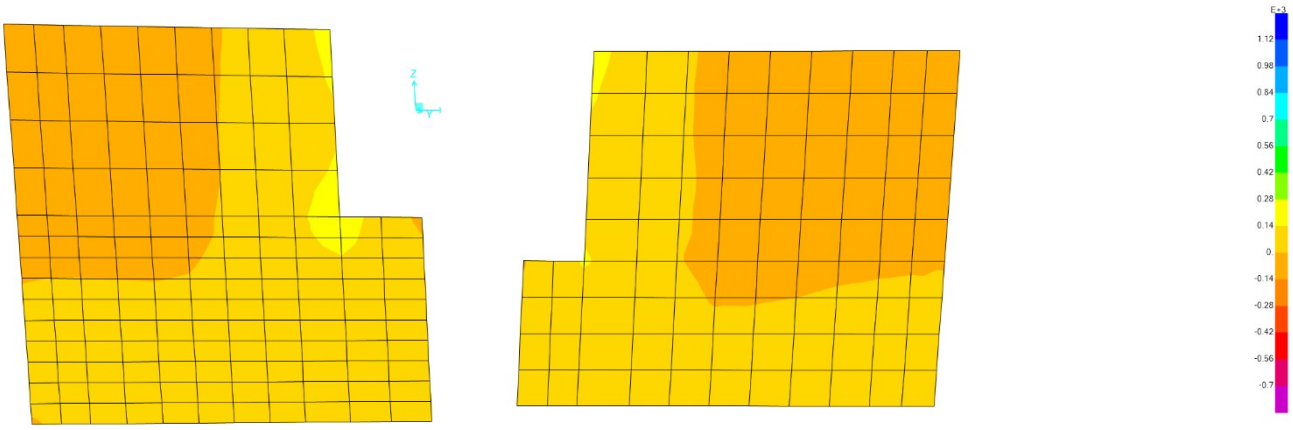



**Figura 12.67 Momento flettente M11 - SLE Rara**

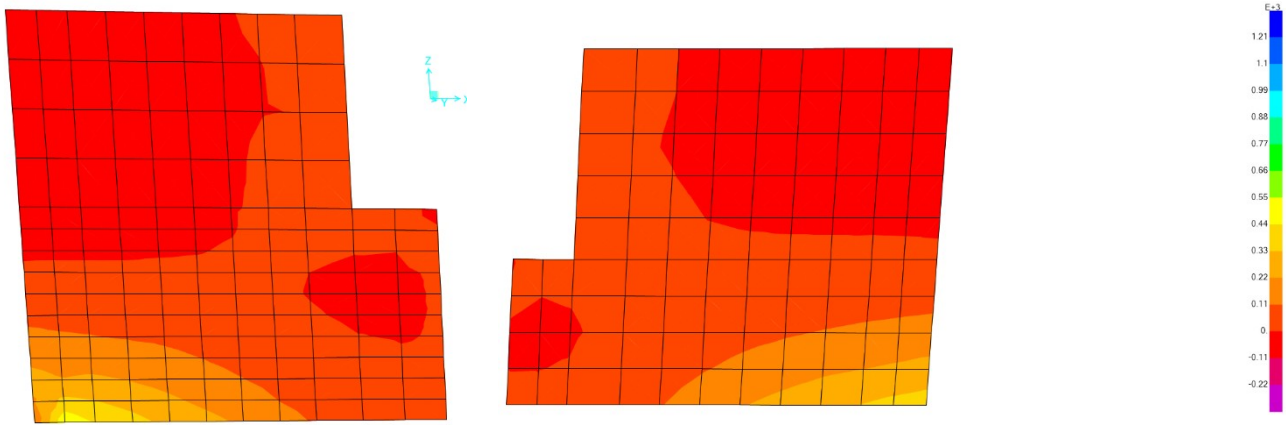



**Figura 12.68 Momento flettente M22 - SLE Rara**

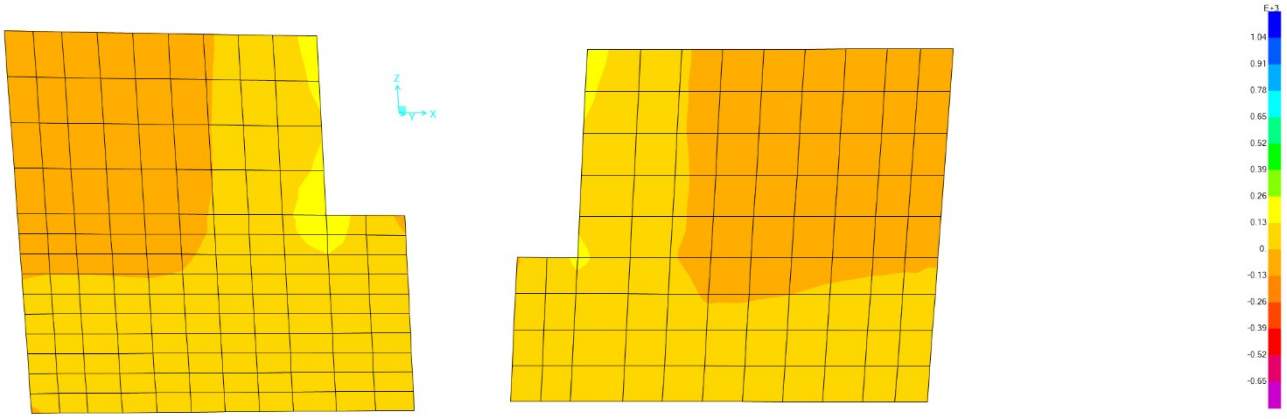



**Figura 12.69 Momento flettente M11 - SLE Frequente**

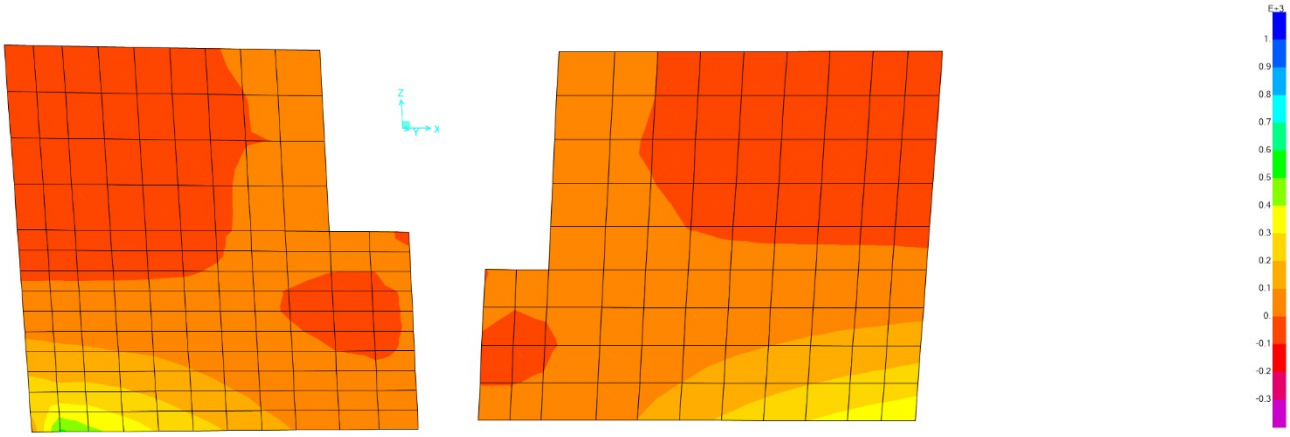


Figura 12.70 Momento flettente M22 - SLE Frequente

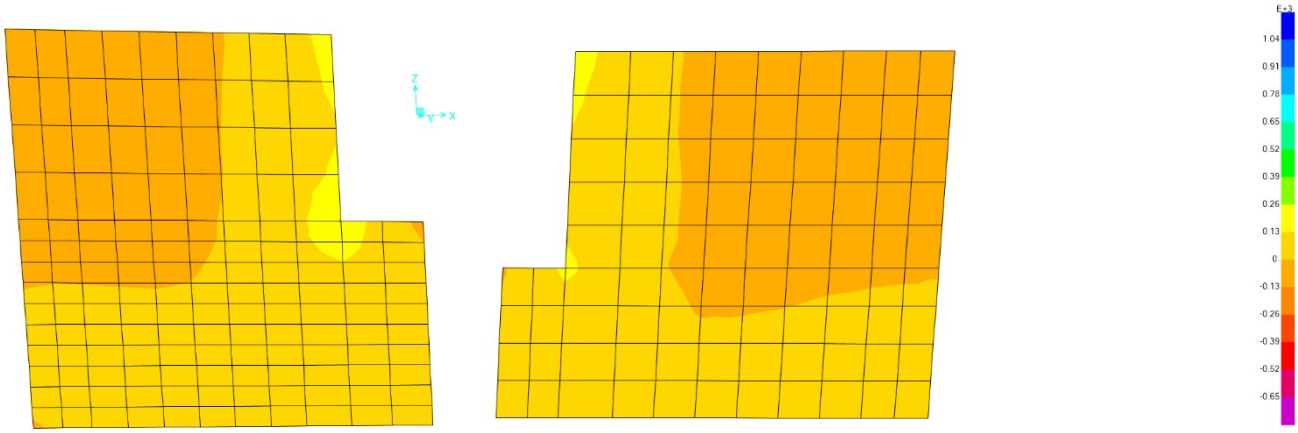


Figura 12.71 Momento flettente M11 - SLE Quasi Permanente

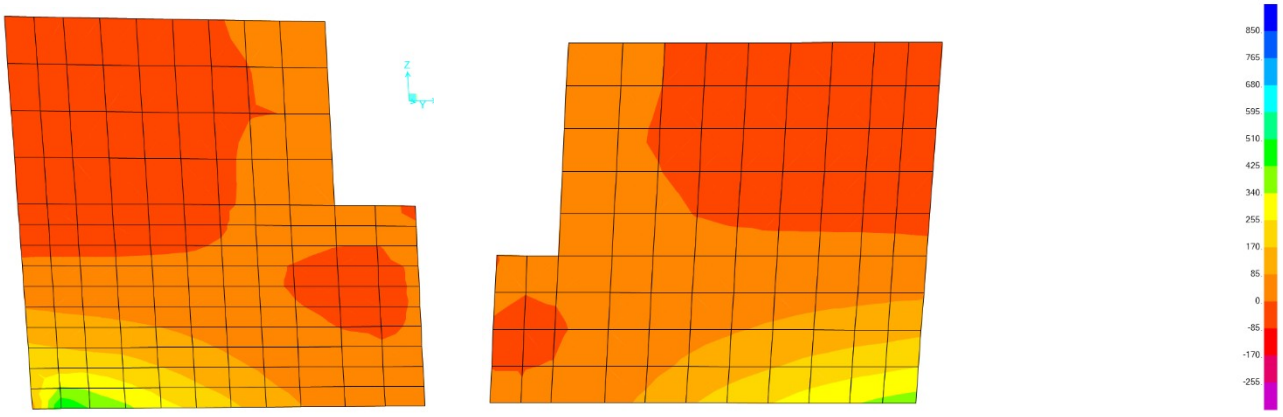


Figura 12.72 Momento flettente M22 - SLE Quasi Permanente

### 12.3.3. PARAGHIAIA

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

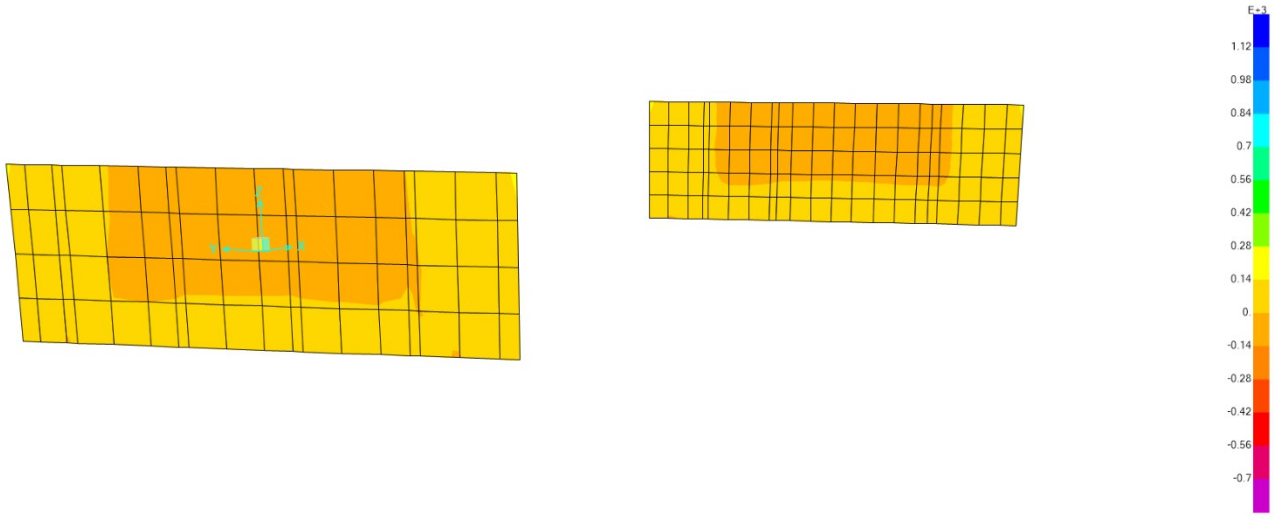



**Figura 12.73 Momento flettente M11 - SLE Rara**

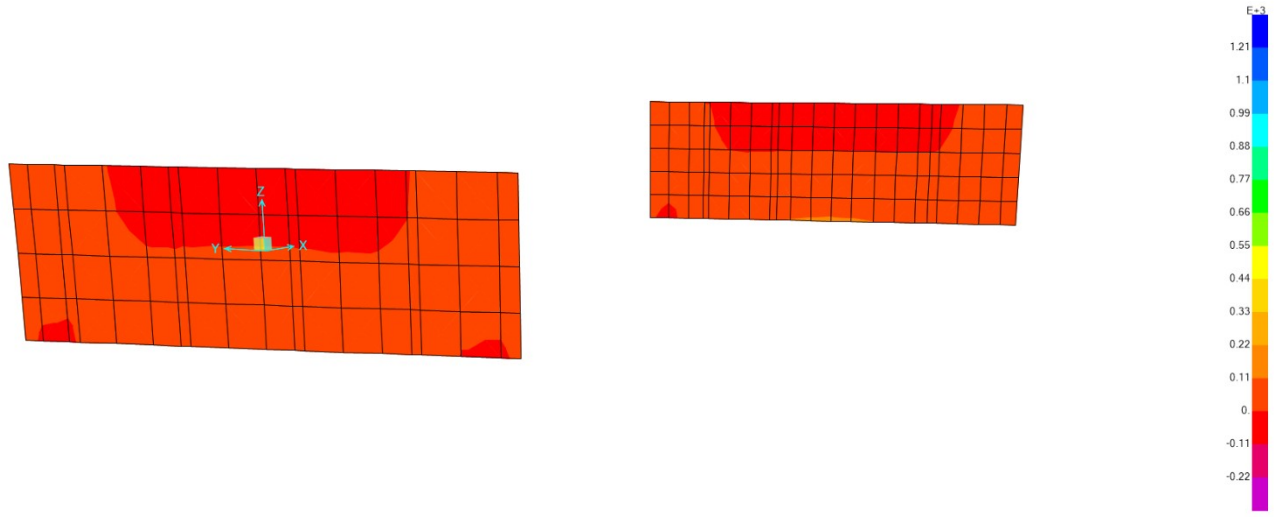



**Figura 12.74 Momento flettente M22 - SLE Rara**

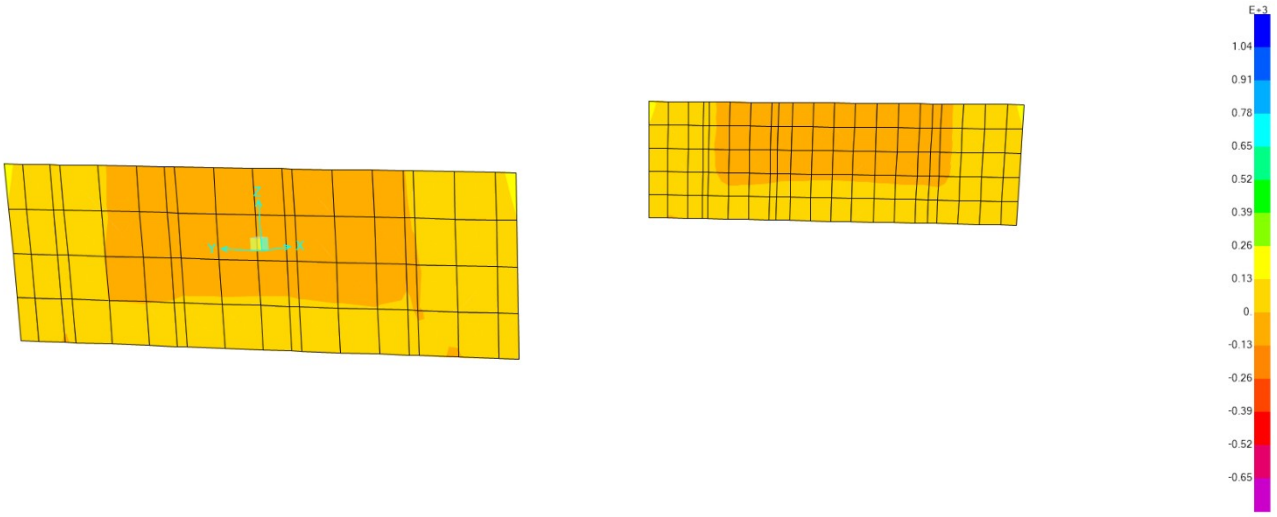



**Figura 12.75 Momento flettente M11 - SLE Frequente**

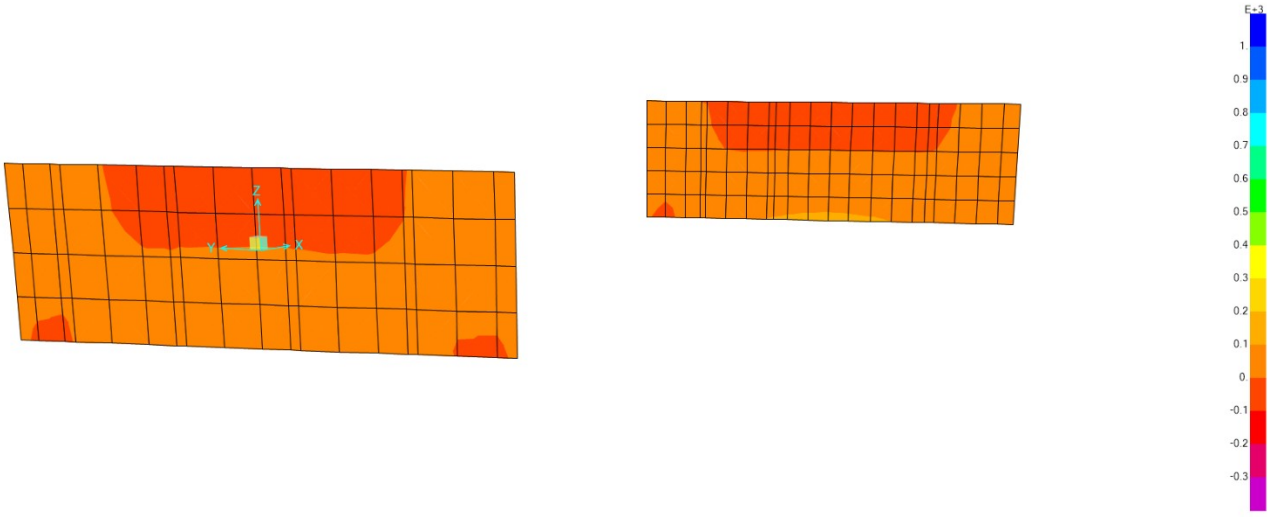



**Figura 12.76 Momento flettente M22 - SLE Frequente**

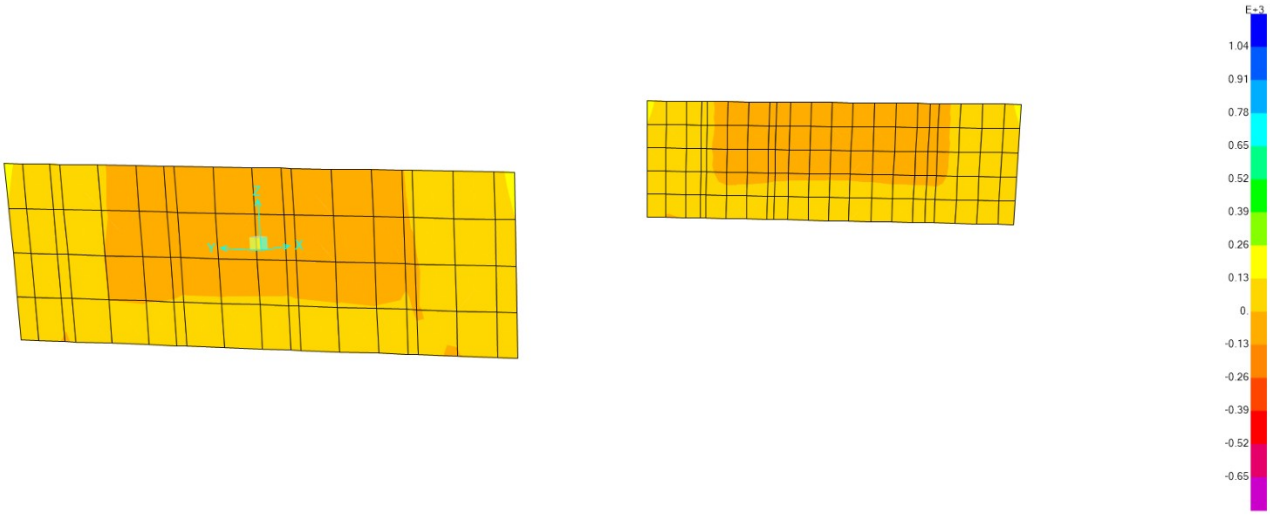



**Figura 12.77 Momento flettente M11 massimo - SLE Quasi Permanente**

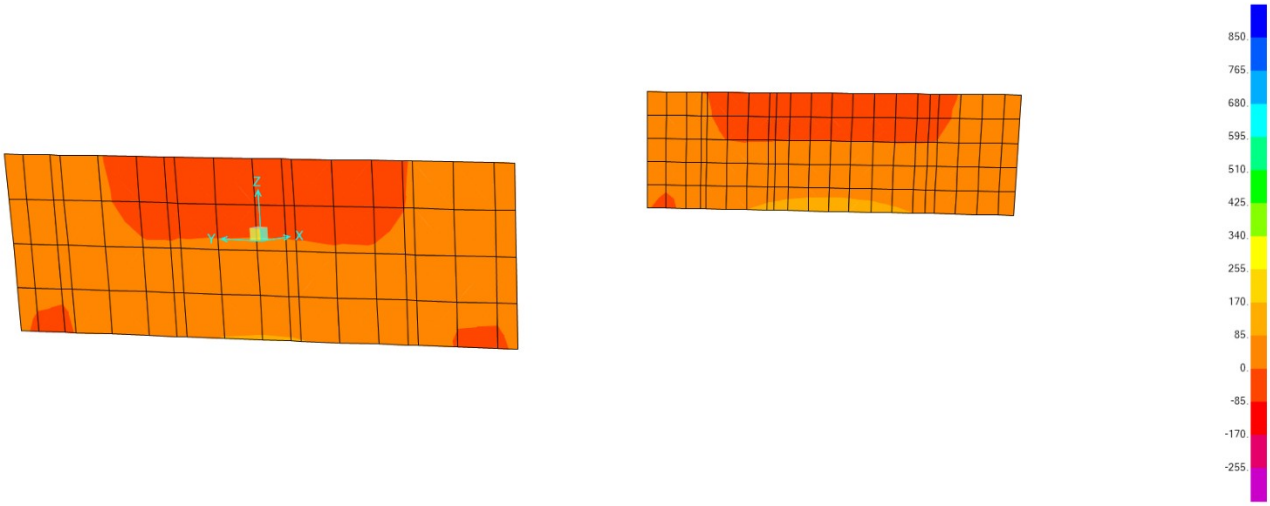



**Figura 12.78 Momento flettente M22 massimo - SLE Quasi Permanente**

## 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 $\sigma_c$, deve rispettare la limitazione seguente:
$\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara) = 22.41 MPa
$\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 16.80 MPa
La massima tensione di trazione nell'acciaio $\sigma_s$ , 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 spalle → 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.

Si prevede quindi un limite di ampiezza delle fessure:
- QP: $W_1 = 0.2$mm
- FREQ: $W_2 = 0.3$mm

### 12.4.1. MURI FRONTALI

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni sul muro frontale della spalla sinistra risultano M=126kNm e N=313kN

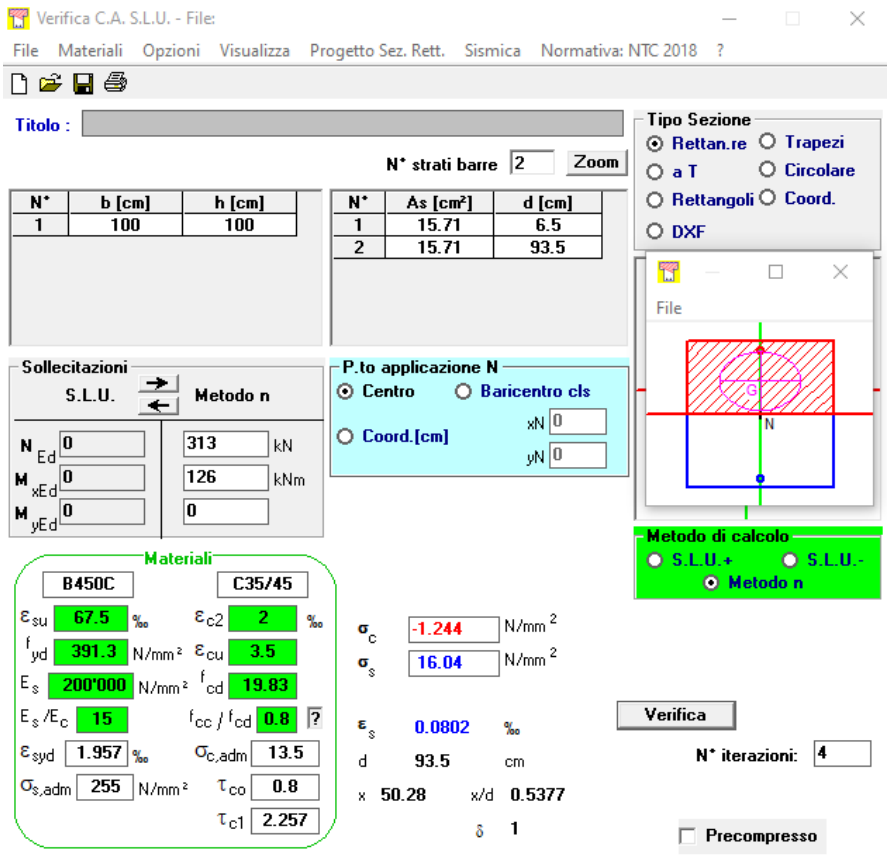



**Figura 12.79 Verifica alle tensioni – combinazione Rara**

La verifica risulta soddisfatta

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni sul muro frontale della spalla sinistra risultano M=80kNm e N=319kN

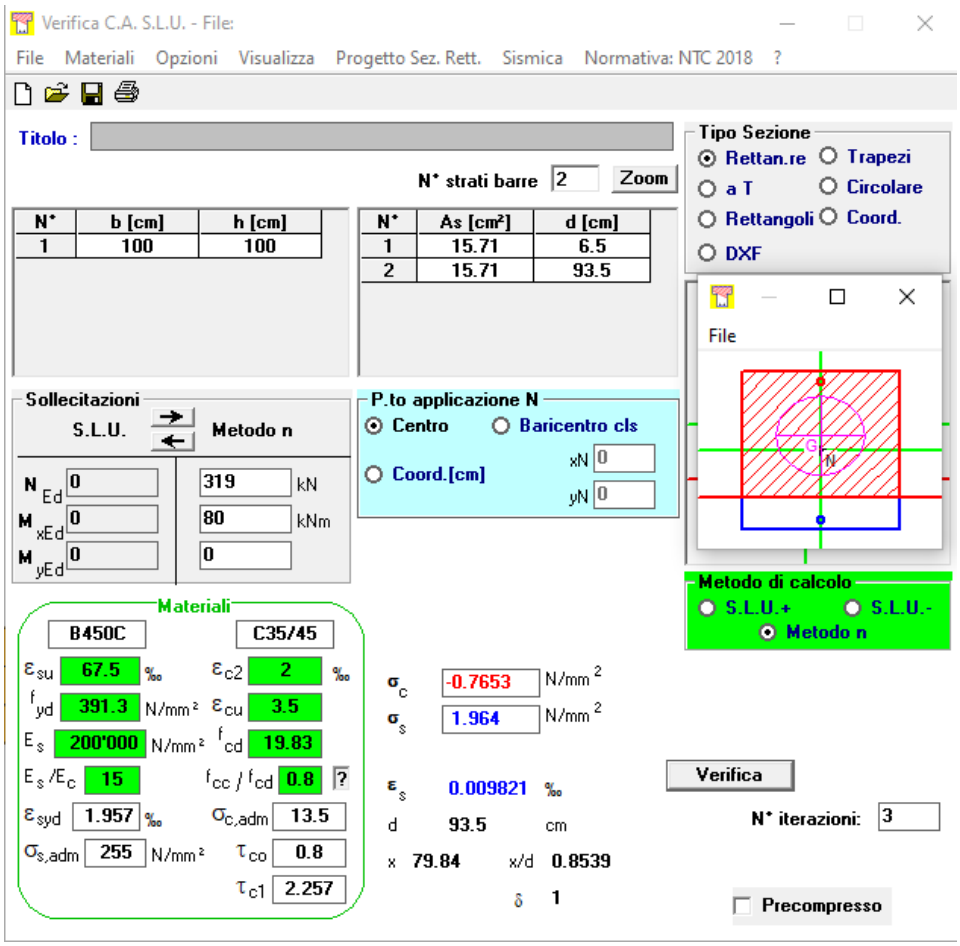



**Figura 12.80 Verifica alle tensioni – combinazione Quasi Permanente**

Le tensioni rientrano nei limiti di normativa.

Si procede quindi alla verifica a fessurazione

| **Geometria della sezione** | | | |
|---|---|---|---|
| Altezza della sezione | | | |
| Larghezza della sezione | | | |
| Altezza utile della sezione | | | |
| Distanza tra asse armatura e lembo compresso | | | |
| Ricoprimento dell'armatura | | | |
| Armatura tesa ordinaria | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Armatura tesa di infittimento | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |

| **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 | $\sigma_s$ | 12.06 | [MPa] |
| Asse neutro della sezione | x | 526.4 | [mm] |
| Tipo e durata dei carichi applicati | | Lunga | |
| Coefficiente di omogeneizzazione | $\alpha_e$ | 6.06 | [-] |
| Area totale delle armature presenti nella zona tesa | $A_s$ | 1571 | [mm²] |
| Area efficace tesa di calcestruzzo | $A_{c,eff.1}$ | 162500 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.2}$ | 157867 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.3}$ | 500000 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.min}$ | 157867 | [mm²] |
| Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso | $\rho_{p,eff}$ | 0.00995 | [-] |
| 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** | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{min}$ | 0.000034 | [-] |
| | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{calc.}$ | -0.000623 | [-] |
| | **$[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]$** | **0.000034** | **[-]** |
| Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) | s | 200 | [mm] |
| Diametro equivalente delle barre | $\phi_{eq}$ | 20.00 | [mm] |
| Spaziatura massima di riferimento | $s_{max,rif}$ | 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** | $s_{r,max.1}$ | 495 | [mm] |
| | $s_{r,max.2}$ | 616 | [mm] |
| | **$s_{r,max}$** | **495** | **[mm]** |
| Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente | $w_{k.lim}$ | 0.30 | [mm] |
| **Ampiezza delle fessure (di calcolo)** | **$w_k$** | **0.02** | **[mm]** |

**Figura 12.81 Verifica a fessurazione – combinazione Frequente**

| Geometria della sezione | |
|---|---|
| Altezza della sezione | |
| Larghezza della sezione | |
| Altezza utile della sezione | |
| Distanza tra asse armatura e lembo compresso | |
| Ricoprimento dell'armatura | |
| Armatura tesa ordinaria | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | |
| Armatura tesa di infittimento | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | |

| 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 | $\sigma_s$ | 1.96 | [MPa] |
| Asse neutro della sezione | x | 798.4 | [mm] |
| Tipo e durata dei carichi applicati | | Lunga | |
| Coefficiente di omogeneizzazione | $\alpha_e$ | 6.06 | [-] |
| Area totale delle armature presenti nella zona tesa | $A_s$ | 1571 | [mm²] |
| Area efficace tesa di calcestruzzo | $A_{c,eff.1}$ | 162500 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.2}$ | 67200 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.3}$ | 500000 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.min}$ | 67200 | [mm²] |
| Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso | $\rho_{p,eff}$ | 0.02337 | [-] |
| 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** | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{min}$ | 0.000006 | [-] |
| | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{calc.}$ | -0.000303 | [-] |
| | **$[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]$** | **0.000006** | **[-]** |
| Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) | s | 200 | [mm] |
| Diametro equivalente delle barre | $\phi_{eq}$ | 20.00 | [mm] |
| Spaziatura massima di riferimento | $s_{max,rif}$ | 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** | $s_{r,max.1}$ | 298 | [mm] |
| | $s_{r,max.2}$ | 262 | [mm] |
| | **$s_{r,max}$** | **298** | **[mm]** |
| Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente | $w_{k.lim}$ | 0.20 | [mm] |
| **Ampiezza delle fessure (di calcolo)** | **$w_k$** | **0.00** | **[mm]** |

**Figura 12.82 Verifica a fessurazione – combinazione Quasi Permanente**

La verifica risulta soddisfatta

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni sul muro frontale della spalla destra risultano M=400kNm e N=728kN

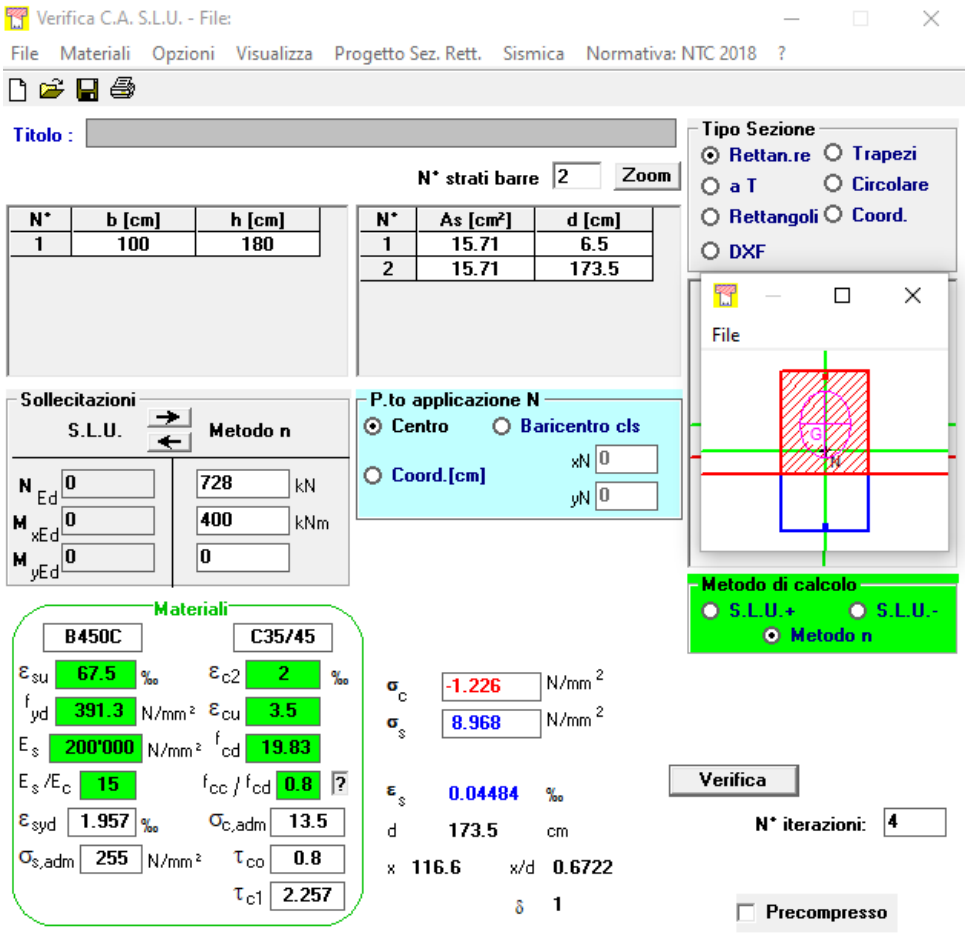



**Figura 12.83 Verifica alle tensioni – combinazione Rara**

La verifica risulta soddisfatta

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni sul muro frontale della spalla sinistra risultano M=263kNm e N=713kN

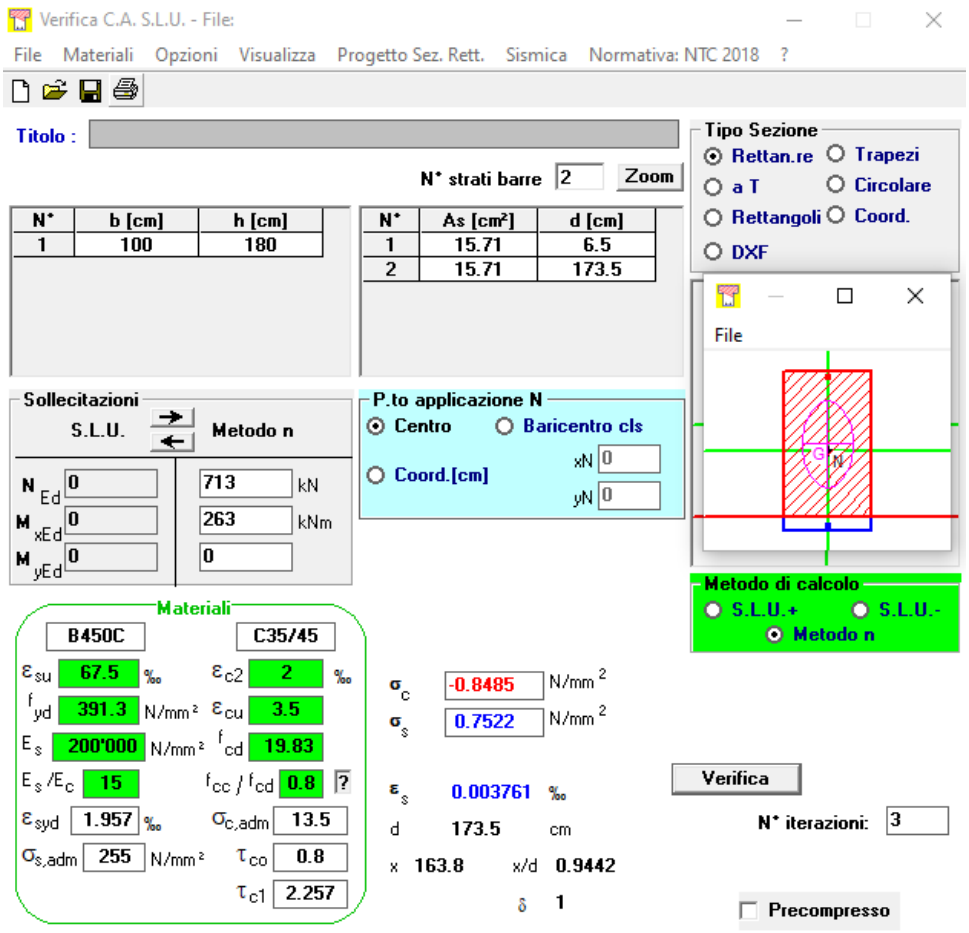



**Figura 12.84 Verifica alle tensioni – combinazione Quasi Permanente**

Le tensioni rientrano nei limiti di normativa.

Si procede quindi alla verifica a fessurazione

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Geometria della sezione** | | | |
| Altezza della sezione | | | |
| Larghezza della sezione | | | |
| Altezza utile della sezione | | | |
| Distanza tra asse armatura e lembo compresso | | | |
| Ricoprimento dell'armatura | | | |
| Armatura tesa ordinaria | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Armatura tesa di infittimento | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| **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 | $\sigma_s$ | 8.581 | [MPa] |
| Asse neutro della sezione | x | 1735 | [mm] |
| Tipo e durata dei carichi applicati | | Lunga | |
| Coefficiente di omogeneizzazione | $\alpha_e$ | 6.06 | [-] |
| Area totale delle armature presenti nella zona tesa | $A_s$ | 1571 | [mm²] |
| Area efficace tesa di calcestruzzo | $A_{c,eff.1}$ | 162500 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.2}$ | 21667 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.3}$ | 900000 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.min}$ | 21667 | [mm²] |
| Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso | $\rho_{p,eff}$ | 0.07250 | [-] |
| 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** | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{min}$ | 0.000025 | [-] |
| | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{calc.}$ | -0.000086 | [-] |
| | **$[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]$** | **0.000025** | **[-]** |
| Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) | s | 200 | [mm] |
| Diametro equivalente delle barre | $\phi_{eq}$ | 20.00 | [mm] |
| Spaziatura massima di riferimento | $s_{max.rif}$ | 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** | $s_{r,max.1}$ | 200 | [mm] |
| | $s_{r,max.2}$ | 85 | [mm] |
| | **$s_{r,max}$** | **200** | **[mm]** |
| Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente | $w_{k.lim}$ | 0.30 | [mm] |
| **Ampiezza delle fessure (di calcolo)** | **$w_k$** | **0.00** | **[mm]** |

**Figura 12.85 Verifica a fessurazione – combinazione Frequente**

| Geometria della sezione | | | |
|---|---|---|---|
| Altezza della sezione | | | |
| Larghezza della sezione | | | |
| Altezza utile della sezione | | | |
| Distanza tra asse armatura e lembo compresso | | | |
| Ricoprimento dell'armatura | | | |
| Armatura tesa ordinaria | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Armatura tesa di infittimento | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |

| 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 | $\sigma_s$ | 0.75 | [MPa] |
| Asse neutro della sezione | x | 1638 | [mm] |
| Tipo e durata dei carichi applicati | | Lunga | |
| Coefficiente di omogeneizzazione | $\alpha_e$ | 6.06 | [-] |
| Area totale delle armature presenti nella zona tesa | $A_s$ | 1571 | [mm²] |
| Area efficace tesa di calcestruzzo | $A_{c,eff.1}$ | 162500 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.2}$ | 54000 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.3}$ | 900000 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.min}$ | 54000 | [mm²] |
| Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso | $\rho_{p,eff}$ | 0.02909 | [-] |
| 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** | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{min}$ | 0.000002 | [-] |
| | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{calc.}$ | -0.000255 | [-] |
| | **$[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]$** | **0.000002** | **[-]** |
| Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) | s | 200 | [mm] |
| Diametro equivalente delle barre | $\phi_{eq}$ | 20.00 | [mm] |
| Spaziatura massima di riferimento | $s_{max,rif}$ | 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** | $s_{r,max.1}$ | 270 | [mm] |
| | $s_{r,max.2}$ | 211 | [mm] |
| | **$s_{r,max}$** | **270** | **[mm]** |
| Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente | $w_{k.lim}$ | 0.20 | [mm] |
| **Ampiezza delle fessure (di calcolo)** | **$w_k$** | **0.00** | **[mm]** |

**Figura 12.86 Verifica a fessurazione – combinazione Quasi Permanente**

La verifica risulta soddisfatta

### 12.4.2. MURO ANDATORE

Allo stato limite caratteristico le massime sollecitazioni risultano M=240kNm e N=147kN

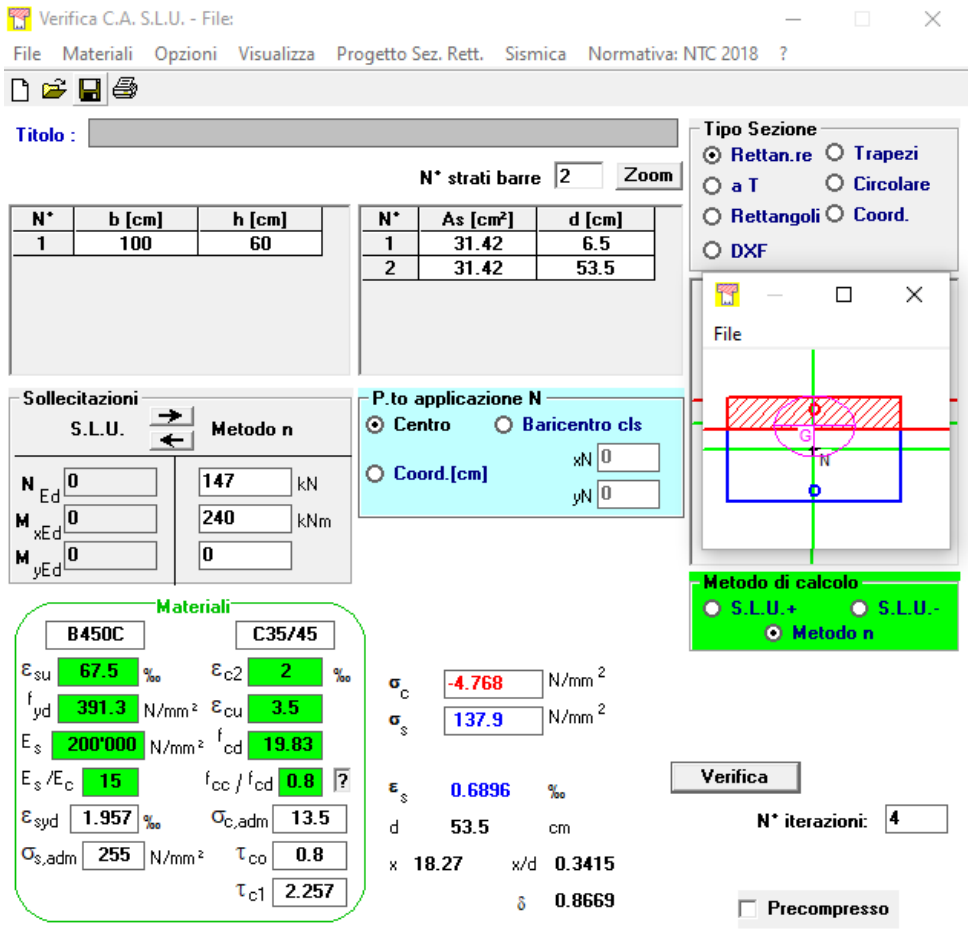



**Figura 12.87 Verifica alle tensioni – combinazione Rara**

La verifica risulta soddisfatta

Allo stato limite quasi permanente le massime sollecitazioni risultano M=260kNm e N=92kN

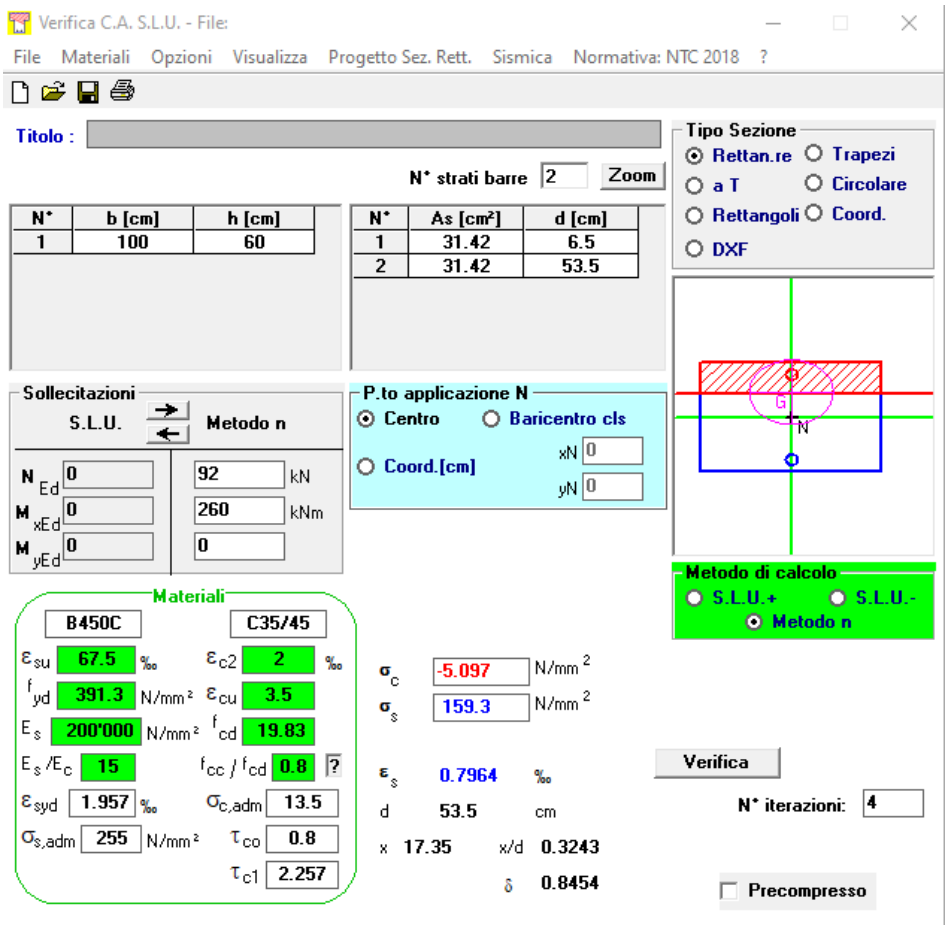



**Figura 12.88 Verifica alle tensioni – combinazione Quasi Permanente**

Le tensioni rientrano nei limiti di normativa.

Si procede quindi alla verifica a fessurazione

| **Geometria della sezione** | | | |
|---|---|---|---|
| Altezza della sezione | | | |
| Larghezza della sezione | | | |
| Altezza utile della sezione | | | |
| Distanza tra asse armatura e lembo compresso | | | |
| Ricoprimento dell'armatura | | | |
| Armatura tesa ordinaria | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Armatura tesa di infittimento | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |

| **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 | $\sigma_s$ | 163.6 | [MPa] |
| Asse neutro della sezione | x | 175.1 | [mm] |
| Tipo e durata dei carichi applicati | | Lunga | |
| Coefficiente di omogeneizzazione | $\alpha_e$ | 6.06 | [-] |
| Area totale delle armature presenti nella zona tesa | $A_s$ | 3142 | [mm²] |
| Area efficace tesa di calcestruzzo | $A_{c,eff.1}$ | 162500 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.2}$ | 141633 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.3}$ | 300000 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.min}$ | 141633 | [mm²] |
| Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso | $\rho_{p,eff}$ | 0.02218 | [-] |
| 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** | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{min}$ | 0.000467 | [-] |
| | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{calc.}$ | 0.000452 | [-] |
| | **$[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]$** | **0.000467** | **[-]** |
| Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) | s | 100 | [mm] |
| Diametro equivalente delle barre | $\phi_{eq}$ | 20.00 | [mm] |
| Spaziatura massima di riferimento | $s_{max,rif}$ | 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** | $s_{r,max.1}$ | 306 | [mm] |
| | $s_{r,max.2}$ | 552 | [mm] |
| | **$s_{r,max}$** | **306** | **[mm]** |
| Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente | $w_{k.lim}$ | 0.30 | [mm] |
| **Ampiezza delle fessure (di calcolo)** | **$w_k$** | **0.14** | **[mm]** |

**Figura 12.89 Verifica a fessurazione – combinazione Frequente**

| Geometria della sezione | | | |
|---|---|---|---|
| Altezza della sezione | | | |
| Larghezza della sezione | | | |
| Altezza utile della sezione | | | |
| Distanza tra asse armatura e lembo compresso | | | |
| Ricoprimento dell'armatura | | | |
| Armatura tesa ordinaria | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Armatura tesa di infittimento | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | | | |

| 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 | $\sigma_s$ | 159.30 | [MPa] |
| Asse neutro della sezione | x | 173.5 | [mm] |
| Tipo e durata dei carichi applicati | | Lunga | |
| Coefficiente di omogeneizzazione | $\alpha_e$ | 6.06 | [-] |
| Area totale delle armature presenti nella zona tesa | $A_s$ | 3142 | [mm²] |
| Area efficace tesa di calcestruzzo | $A_{c,eff.1}$ | 162500 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.2}$ | 142167 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.3}$ | 300000 | [mm²] |
| | $A_{c,eff.min}$ | 142167 | [mm²] |
| Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso | $\rho_{p,eff}$ | 0.02210 | [-] |
| 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** | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{min}$ | 0.000455 | [-] |
| | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{calc.}$ | 0.000431 | [-] |
| | **$[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]$** | **0.000455** | **[-]** |
| Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) | s | 100 | [mm] |
| Diametro equivalente delle barre | $\phi_{eq}$ | 20.00 | [mm] |
| Spaziatura massima di riferimento | $s_{max,rif}$ | 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** | $s_{r,max.1}$ | 307 | [mm] |
| | $s_{r,max.2}$ | 554 | [mm] |
| | **$s_{r,max}$** | **307** | **[mm]** |
| Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente | $w_{k.lim}$ | 0.20 | [mm] |
| **Ampiezza delle fessure (di calcolo)** | **$w_k$** | **0.14** | **[mm]** |

**Figura 12.90 Verifica a fessurazione – combinazione Quasi Permanente**

Le verifiche risultano soddisfatte

### 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=110kNm e N=42kN

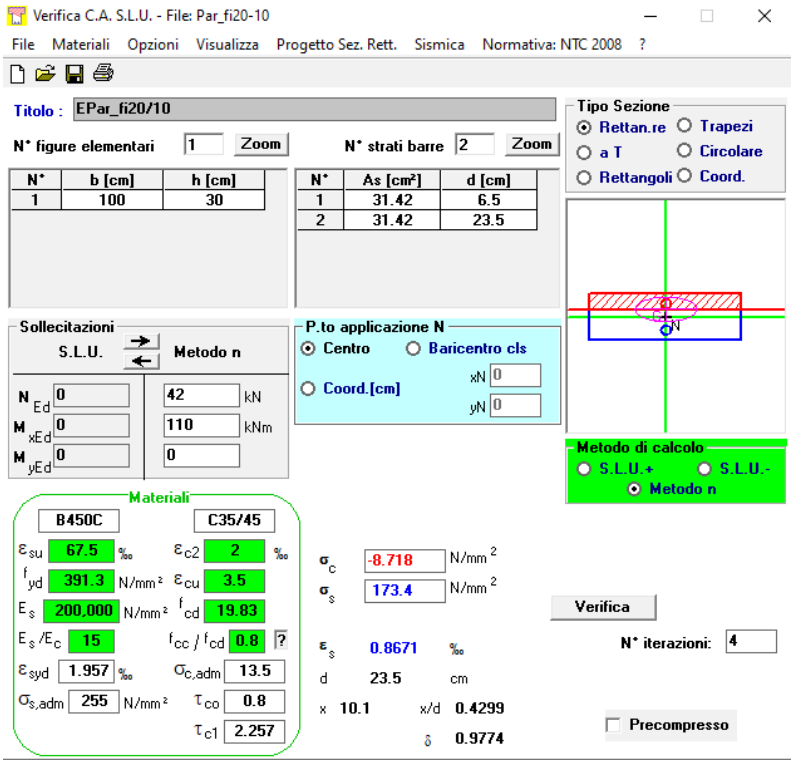



**Figura 12.91 Verifica alle tensioni – combinazione Rara**

La verifica risulta soddisfatta

Allo stato limite quasi permanente le massime sollecitazioni risultano M=30kNm e N=90kN

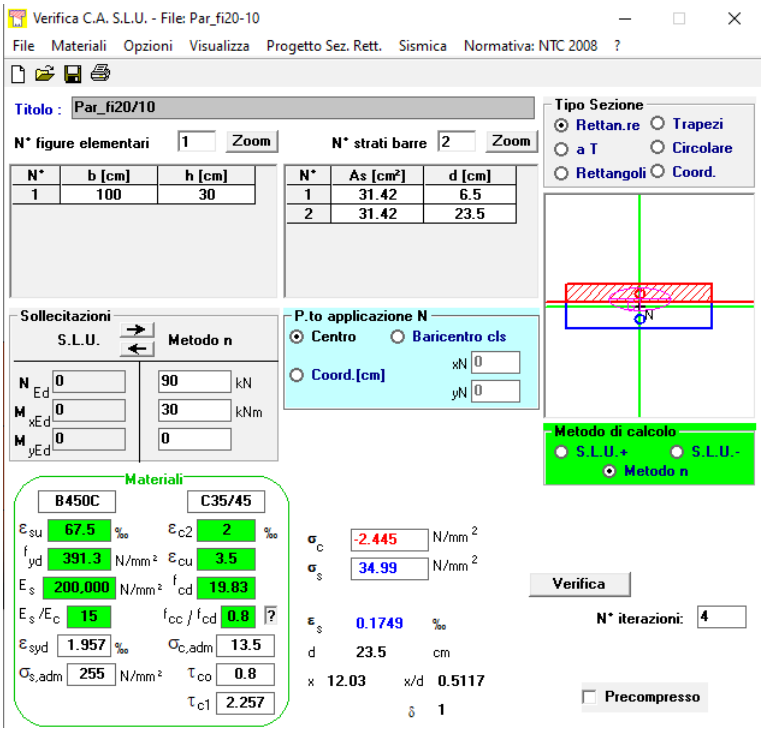



**Figura 12.92 Verifica alle tensioni – combinazione Quasi Permanente**

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] |
| Armatura tesa ordinaria | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | $n_{f,1}$ | 10 | [-] |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | $\phi_{f,1}$ | 20 | [mm] |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | $A_{sf,1}$ | 3142 | [mm²] |
| Armatura tesa di infittimento | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | $n_{f,2}$ | 0 | [-] |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | $\phi_{f,2}$ | 0 | [mm] |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | $A_{sf,2}$ | 0 | [mm²] |

| **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 | $\sigma_s$ | 31.19 | [MPa] |
| Asse neutro della sezione | x | 120.9 | [mm] |
| Tipo e durata dei carichi applicati | | Lunga | |
| Coefficiente di omogeneizzazione | $\alpha_e$ | 6.06 | [-] |
| Area totale delle armature presenti nella zona tesa | $A_s$ | 3142 | [mm²] |
| Area efficace tesa di calcestruzzo | $A_{c,eff,1}$ | 162500 | [mm²] |
| | $A_{c,eff,2}$ | 59700 | [mm²] |
| | $A_{c,eff,3}$ | 150000 | [mm²] |
| | $A_{c,eff,min}$ | 59700 | [mm²] |
| Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso | $\rho_{p,eff}$ | 0.05262 | [-] |
| 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** | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{min}$ | 0.000089 | [-] |
| | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{calc.}$ | -0.000012 | [-] |
| | **$[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]$** | **0.000089** | **[-]** |
| Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) | s | 100 | [mm] |
| Diametro equivalente delle barre | $\phi_{eq}$ | 20.00 | [mm] |
| Spaziatura massima di riferimento | $s_{max,rif}$ | 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** | $s_{r,max,1}$ | 218 | [mm] |
| | $s_{r,max,2}$ | 233 | [mm] |
| | **$s_{r,max}$** | **218** | **[mm]** |
| Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente | $w_{k,lim}$ | 0.30 | [mm] |
| **Ampiezza delle fessure (di calcolo)** | **$w_k$** | **0.02** | **[mm]** |

**Figura 12.93 Verifica a fessurazione – combinazione Frequente**

| 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' | 68 | [mm] |
| Ricoprimento dell'armatura | c | 45 | [mm] |
| Armatura tesa ordinaria | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | $n_{f,1}$ | 10 | [-] |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | $\phi_{f,1}$ | 20 | [mm] |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | $A_{sf,1}$ | 3142 | [mm$^2$] |
| Armatura tesa di infittimento | | | |
| Numero di ferri tesi presenti nella sezione | $n_{f,2}$ | 0 | [-] |
| Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione | $\phi_{f,2}$ | 0 | [mm] |
| Area dei ferri tesi presenti nella sezione | $A_{sf,2}$ | 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 | $\sigma_s$ | 34.99 | [MPa] |
| Asse neutro della sezione | x | 120.3 | [mm] |
| Tipo e durata dei carichi applicati | | Lunga | |
| Coefficiente di omogeneizzazione | $\alpha_e$ | 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$^2$] |
| | $A_{c,eff,2}$ | 59900 | [mm$^2$] |
| | $A_{c,eff,3}$ | 150000 | [mm$^2$] |
| | $A_{c,eff,min}$ | 59900 | [mm$^2$] |
| Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso | $\rho_{p,eff}$ | 0.05245 | [-] |
| 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** | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{min}$ | 0.000100 | [-] |
| | $[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{calc.}$ | 0.000006 | [-] |
| | **$[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]$** | **0.000100** | **[-]** |
| Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) | s | 100 | [mm] |
| Diametro equivalente delle barre | $\phi_{eq}$ | 20.00 | [mm] |
| Spaziatura massima di riferimento | $s_{max,rf}$ | 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** | $s_{r,max,1}$ | 218 | [mm] |
| | $s_{r,max,2}$ | 234 | [mm] |
| | **$s_{r,max}$** | **218** | **[mm]** |
| Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente | $w_{k,lim}$ | 0.20 | [mm] |
| **Ampiezza delle fessure (di calcolo)** | **$w_k$** | **0.02** | **[mm]** |

**Figura 12.94 Verifica a fessurazione – combinazione Quasi Permanente**

Le verifiche risultano soddisfatte

## 13. VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Per i pali di entrambe le spalle è stato scelto un diametro D=1000mm I pali di fondazione della spalla sinistra hanno lunghezza pari a 22m, i pali di fondazione della spalla destra hanno lunghezza pari a 22m.
Di seguito si riportano le rigidezze utilizzate nel modello di calcolo:

| Valori di $k_h$ di Winkler | |
|---|---|
| z | $k_h$ |
| (m da p.c.) | (kN/m$^3$) |
| 2,50 | 22440 |
| 7,50 | 67321 |
| 12,50 | 112202 |
| 17,50 | 157083 |
| 22,50 | 201963 |
| 27,50 | 246844 |

| Valori di kw di Winkler | |
|---|---|
| $L_{palo}$ | $k_w$ |
| (m) | (kN/m$^3$) |
| 15 | 442020 |
| 20 | 533040 |
| 25 | 620290 |
| 30 | 704700 |

I valori appena calcolati vengono quindi inseriti nel programma di calcolo come molle elastiche nelle direzioni rispettive.

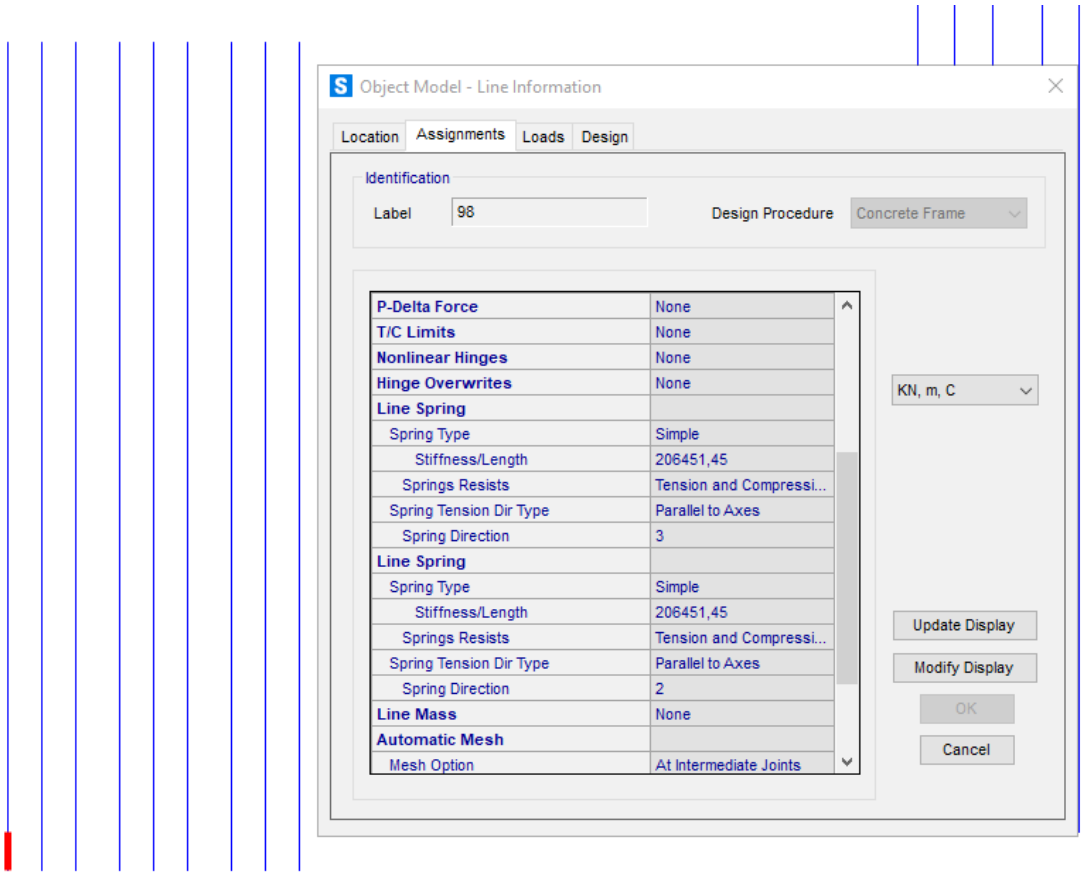



**Figura 13.1 Modellazione del sistema palo-terreno – Fusto**

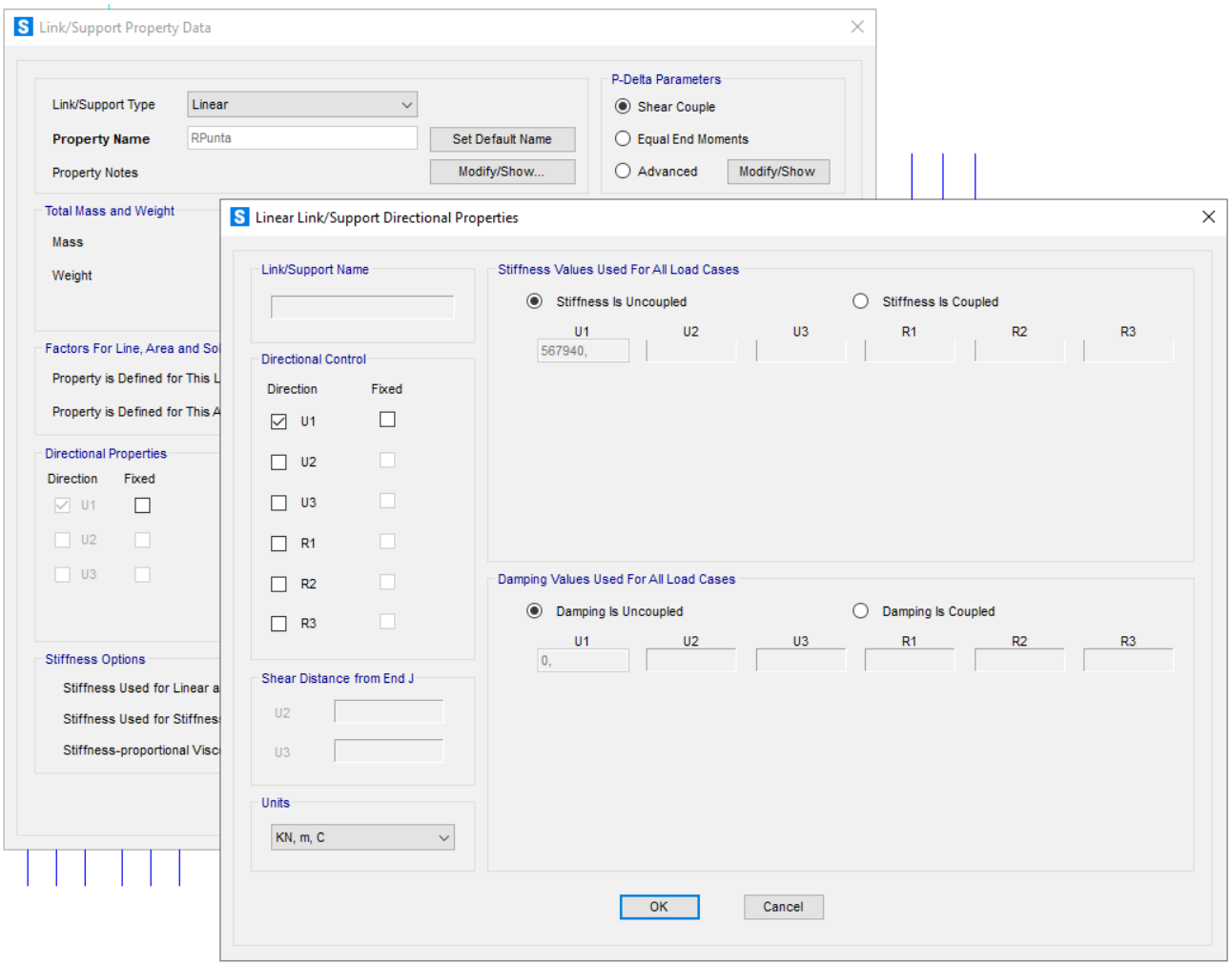



**Figura 13.2 Modellazione del sistema palo-terreno – Carico alla punta**

Le massime sollecitazioni di inviluppo sui pali risultano conpatibili con quelle limite indicate di seguito.

## 13.1. VERIFICHE STRUTTURALI

### 13.1.1. PLATEA

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

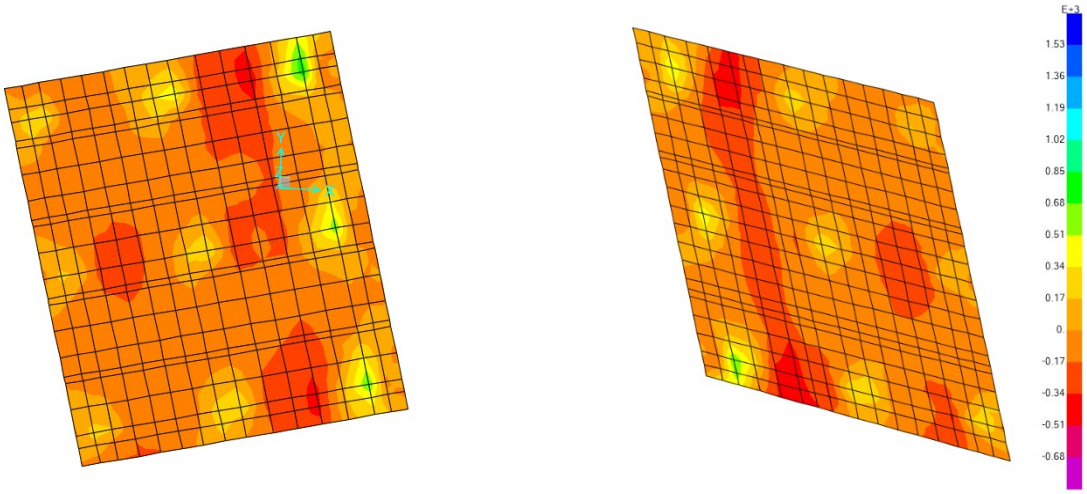



**Figura 13.3 Momento flettente M11 massimo**

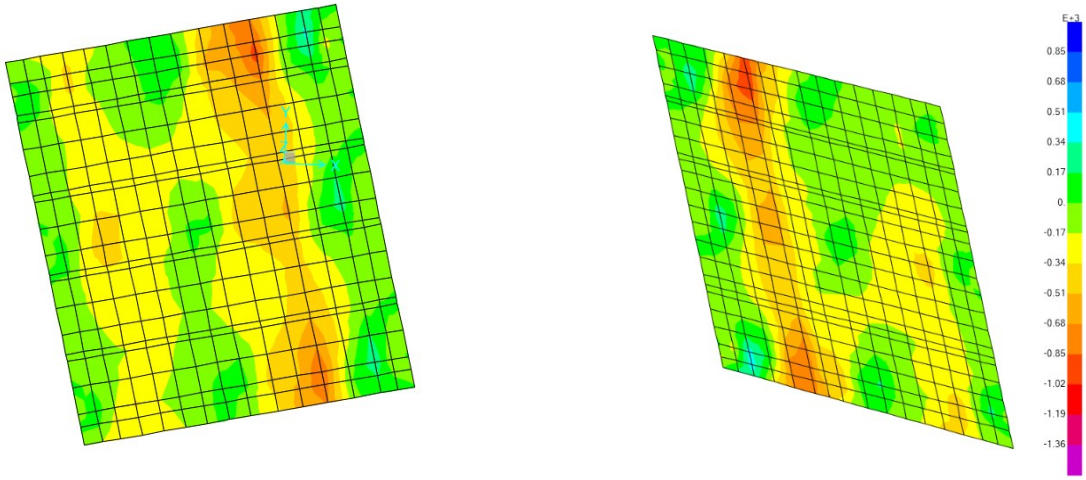



**Figura 13.4 Momento flettente M11 minimo**

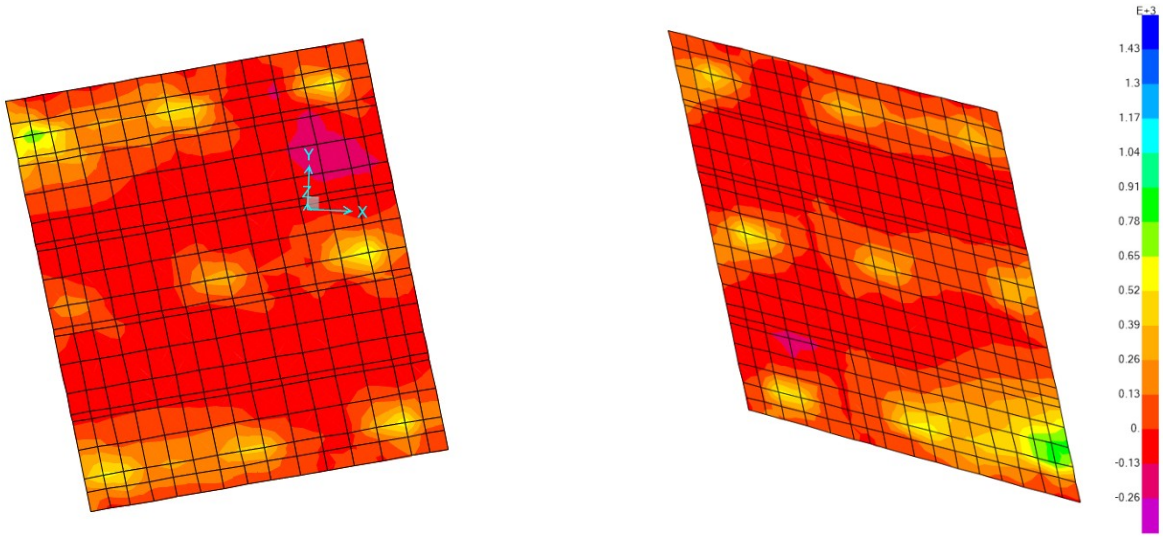



**Figura 13.5 Momento flettente M22 massimo**

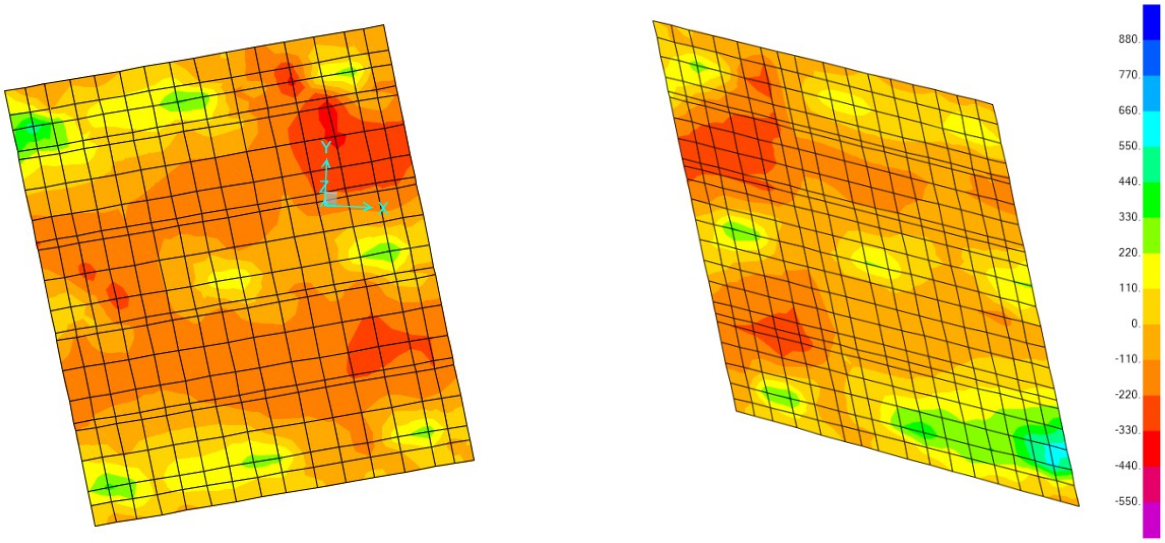



**Figura 13.6 Momento flettente M22 minimo**

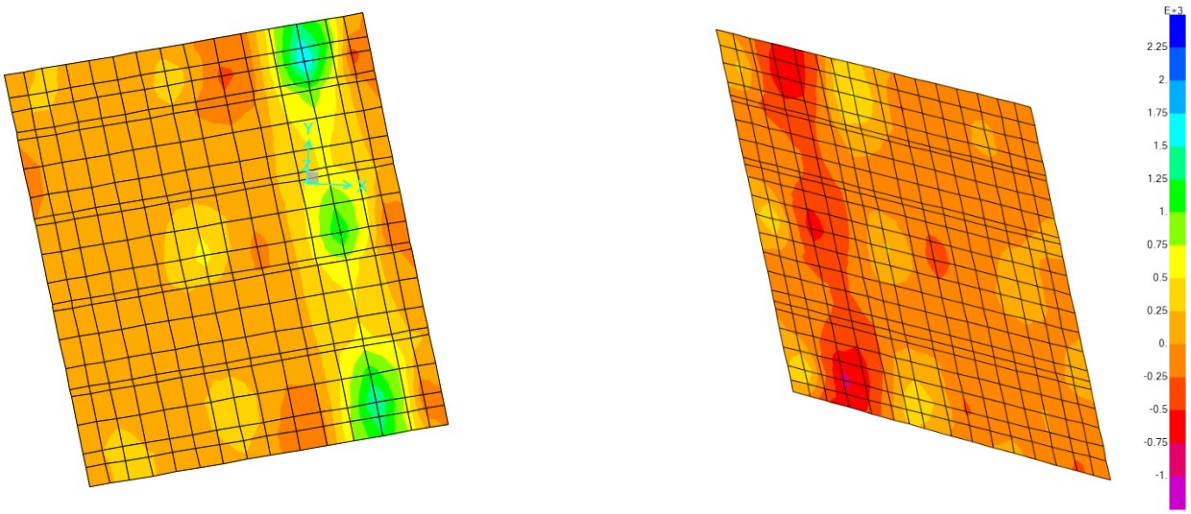



**Figura 13.7 Taglio V13 massimo**

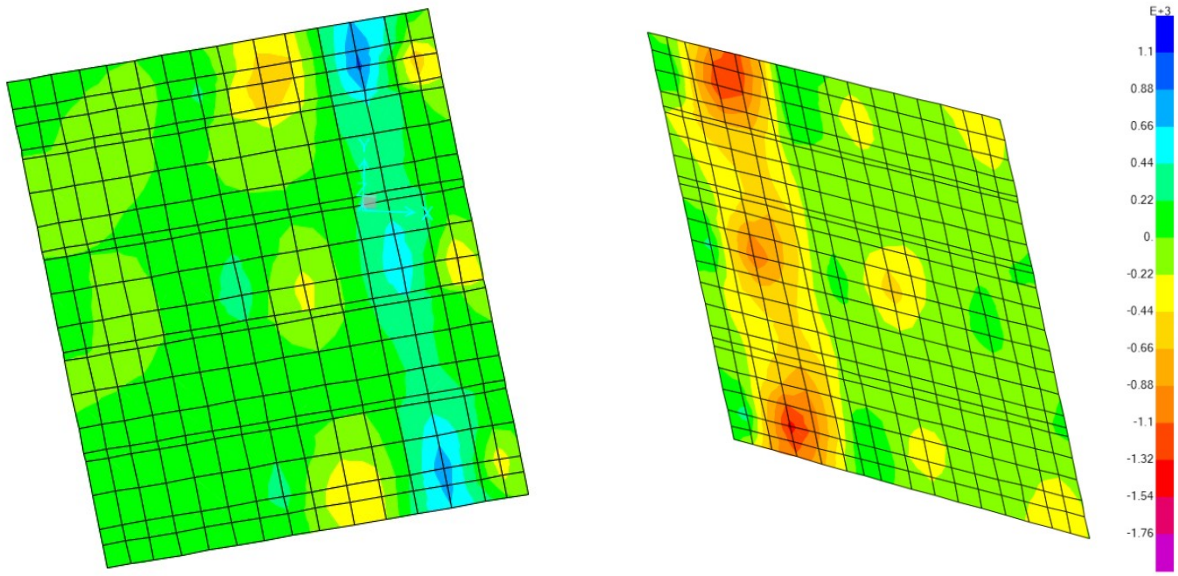



**Figura 13.8 Taglio V13 minimo**

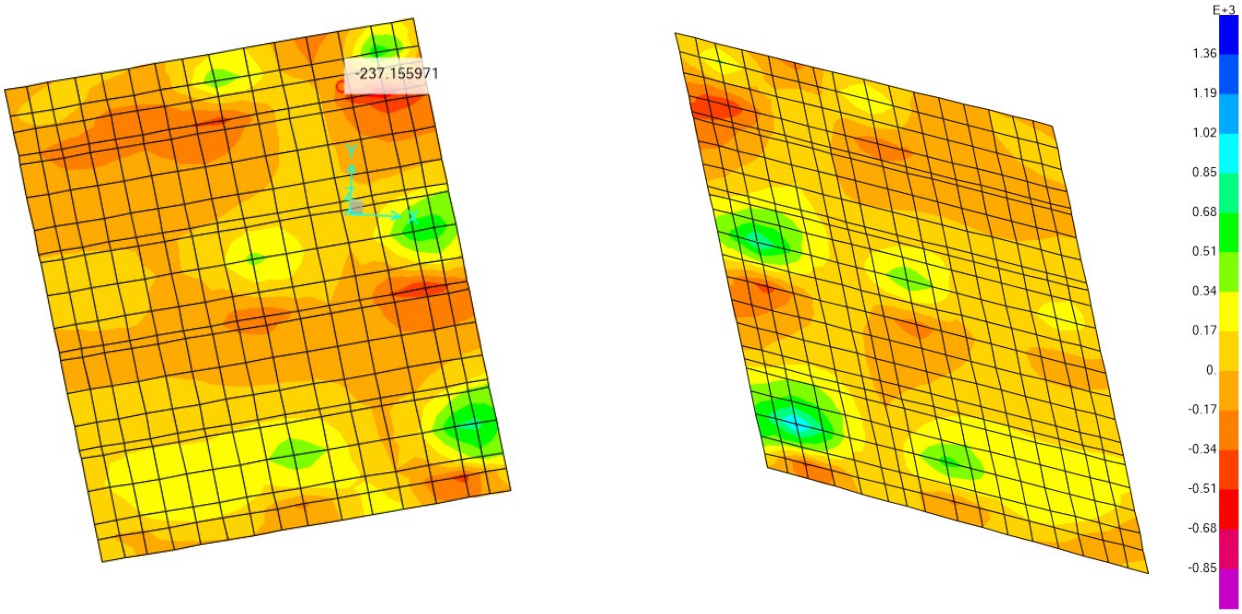



**Figura 13.9 Taglio V23 massimo**

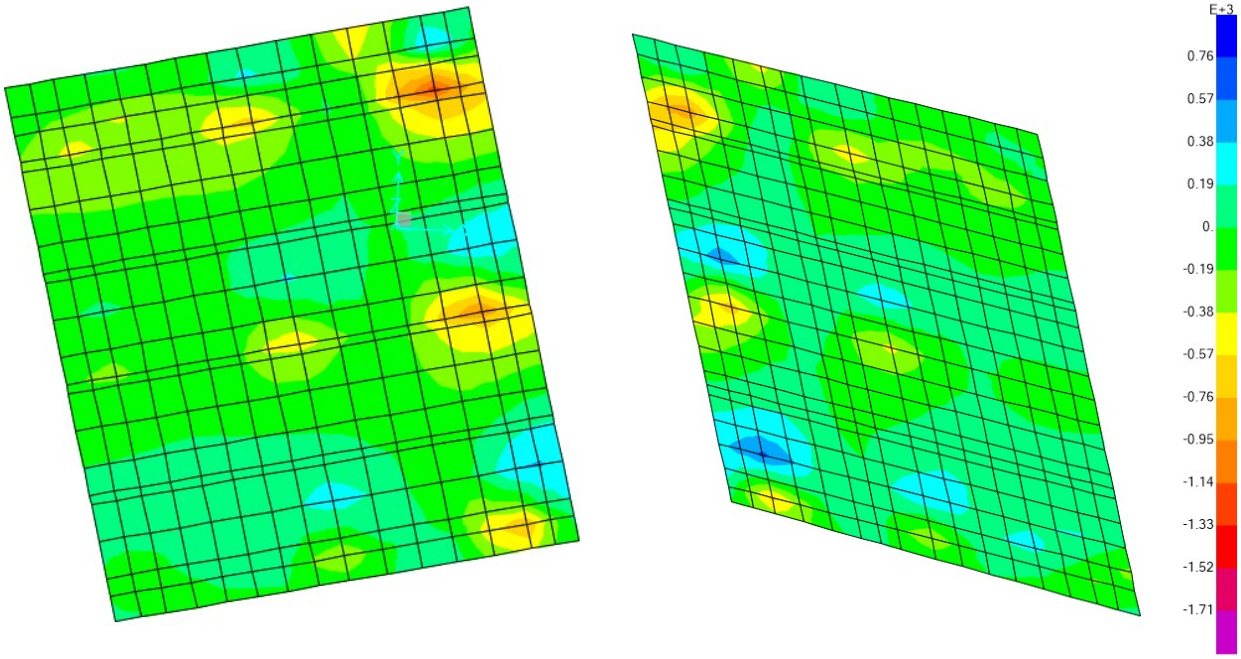



**Figura 13.10 Taglio V23 minimo**

Si dispone su tutta la platea una maglia superiormente ed inferiormente di ø20/10cm; inoltre si dispongono degli spilli ø12/20x40cm per resistere al taglio.

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

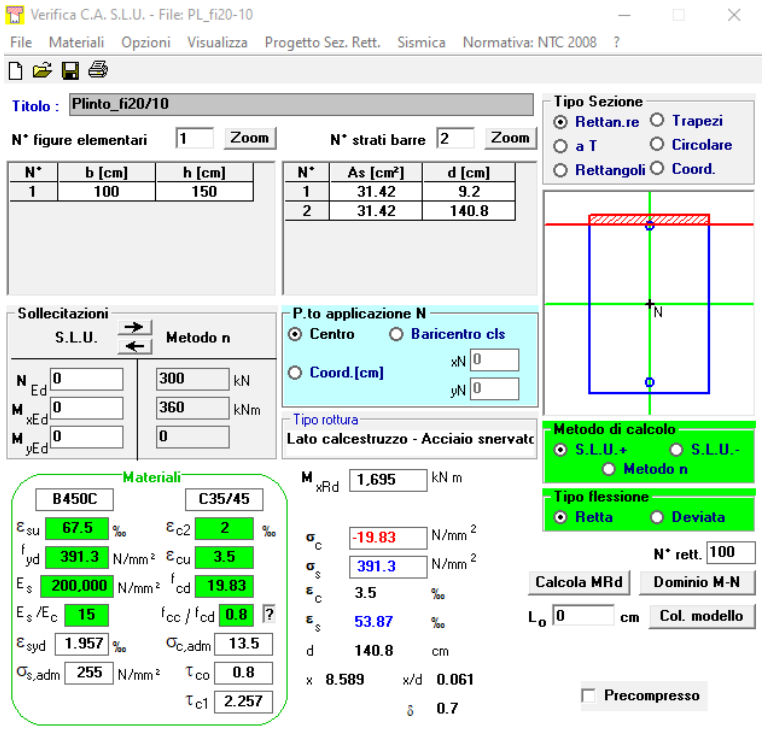



**Figura 13.11 Verifica per ø20/10cm**

$M_{Rd}$= 1695 kNm > 832 kNm =$M_{Ed}$ Verifica soddisfatta

**Geometria**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Sezione* | 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 | $cm^2$ | |
| *Arm.Long.* | Armatura longitudinale tesa | $A_{sl}$ = | 31.42 | $cm^2$ | |
| *Arm.Trasv.* | Area ferro staffe | $A_{fst}$ = | 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. Risp. asse trave | a = | 90 | ° | |
| | | cotga = | 0.00 | | |
| | | cotgq = | 2.50 | | $1 \le ctgq \le 2.5$ |
| | | sina = | 1.00 | | |

**Materiali**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Cls* | Classe di Resistenza cls | | C35/45 | | |
| | Res. caratt. cubica a compr. cls | $R_{ck}$ = | 45.00 | MPa | |
| | Res. caratt. cilindr. 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 | |
| *Acciaio* | 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. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_C$ | $s_{cp}$ = | 0.00 | MPa | |
| Coeff. maggiorativo | $a_c$ = | 1.00 | | |

**Resistenza di calcolo a "taglio trazione"**

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

$V_{Rsd}$ = 1752.5 kN

**Resistenza di calcolo a "taglio compressione"**

$V_{Rcd} = 0{,}90 * d * b_w * a_c * f'_{cd} * (ctg\,a + ctg\,q) / (1 + ctg^2 J)$

$V_{Rcd}$ = 4624.2 kN

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Resistenza a Taglio** | **$V_{Rd}$ =** | **1752.5** | **kN** | > | **1433.0** | **= $V_{Ed}$** |

**Esito Verifica**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **$V_{Rd} \ge V_{Ed}$** | Verifica soddisfatta | **$V_{Rd}/V_{Ed}$ =** | 1.22 |

Le verifiche sono soddisfatte

### 13.1.2. PALI

**VERIFICHE SLU**

Si riportano i diagrammi qualitativi delle sollecitazioni agli SLU di taglio e momento del palo più sollecitato.

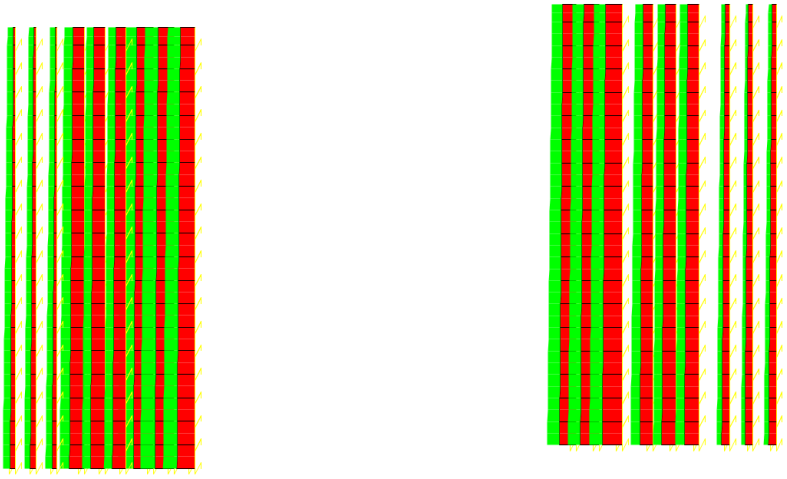


**Figura 13.12 Sforzo assiale**

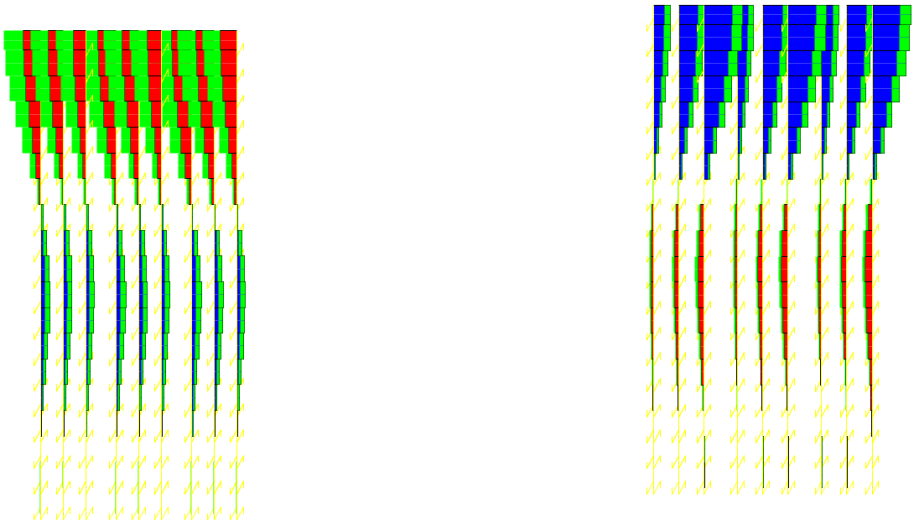


**Figura 13.13 Taglio V2**

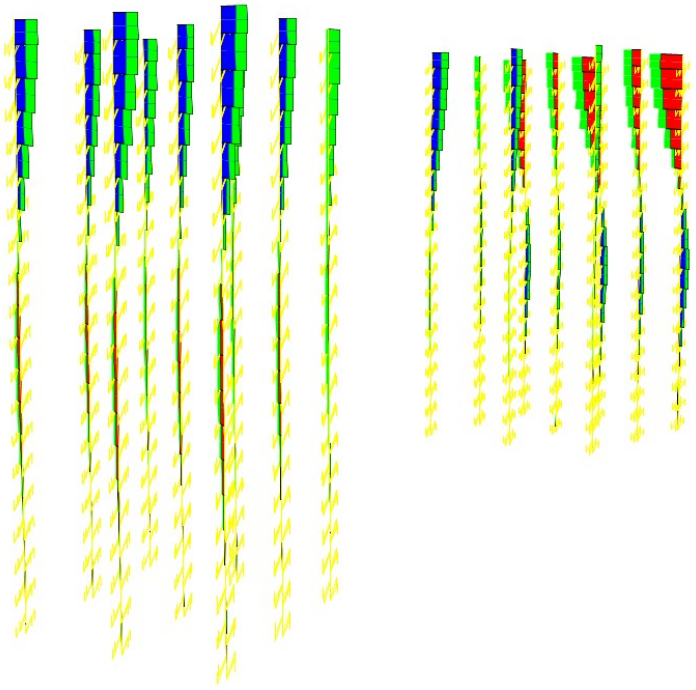


**Figura 13.14 Taglio V3**

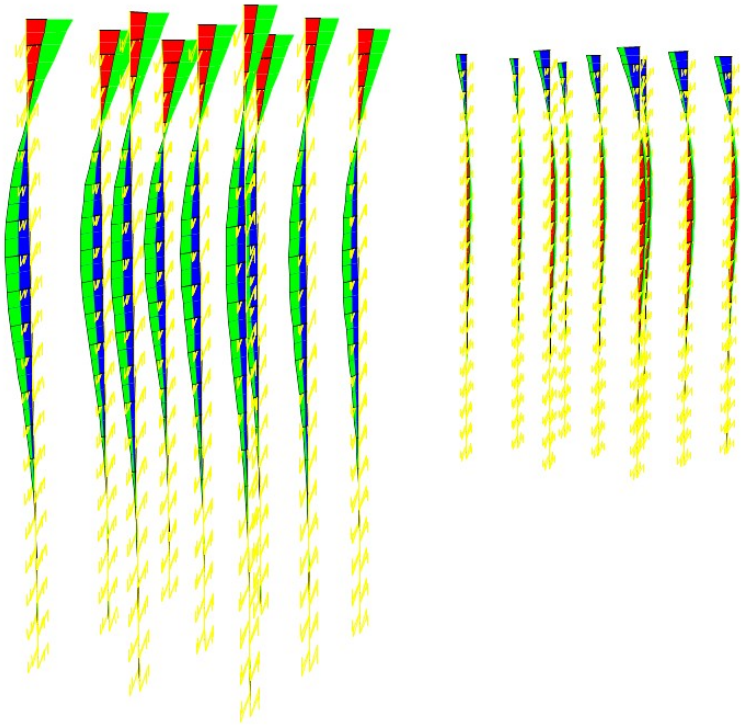


**Figura 13.15 Momento flettente M3**

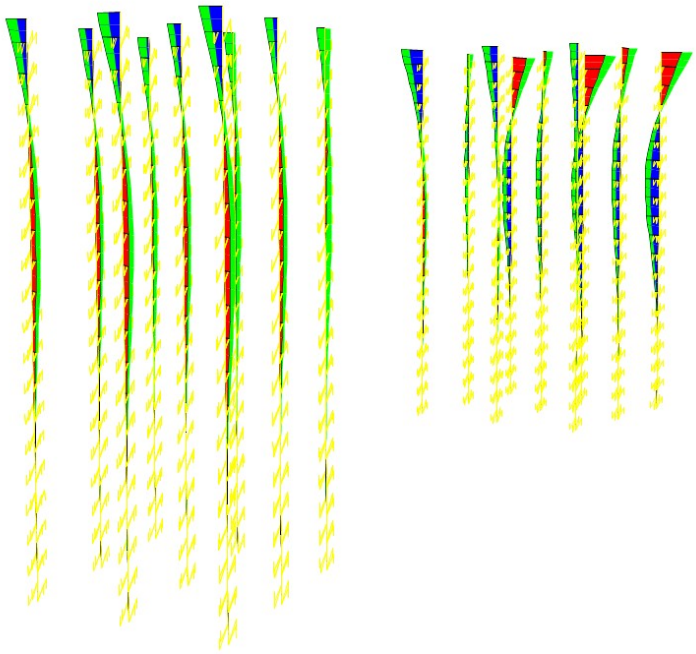


**Figura 13.16 Momento M2**

Le sollecitazioni massime che si verificano nei pali sono le seguenti:
$N_{Ed}$= 3808 kN
$V_{Ed}$= 516 kN
$M_{Ed}$= 619 kNm

Si prescrive per ogni palo un'armatura verticale composta da 28Φ26 e una spirale Φ12/15.

**Verifica a pressoflessione**

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per il palo più sollecitato e la corrispondente verifica a pressoflessione, con la quale si ottiene il minor rapporto capacità domanda (C/D =4).
Tali sollecitazioni si verificano con la combinazione allo SLV in cui l'azione principale è quella longitudinale ($E_x$+0.3$E_y$+0.3$E_z$).
Per tale combinazione le sollecitazioni in testa al palo risultano: $M_{3,Ed}$ =497 kNm; $M_{2,Ed}$ =-21 kNm e $N_{Ed}$=41 kN.

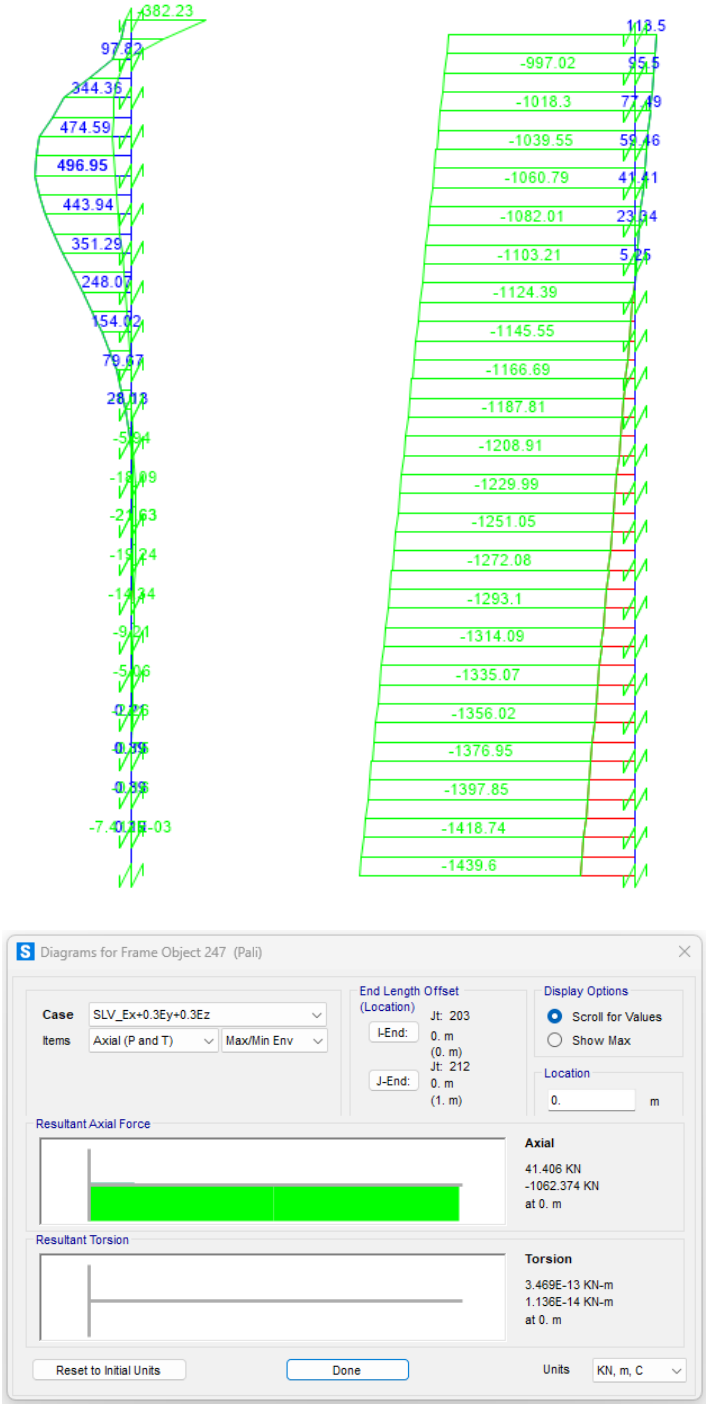
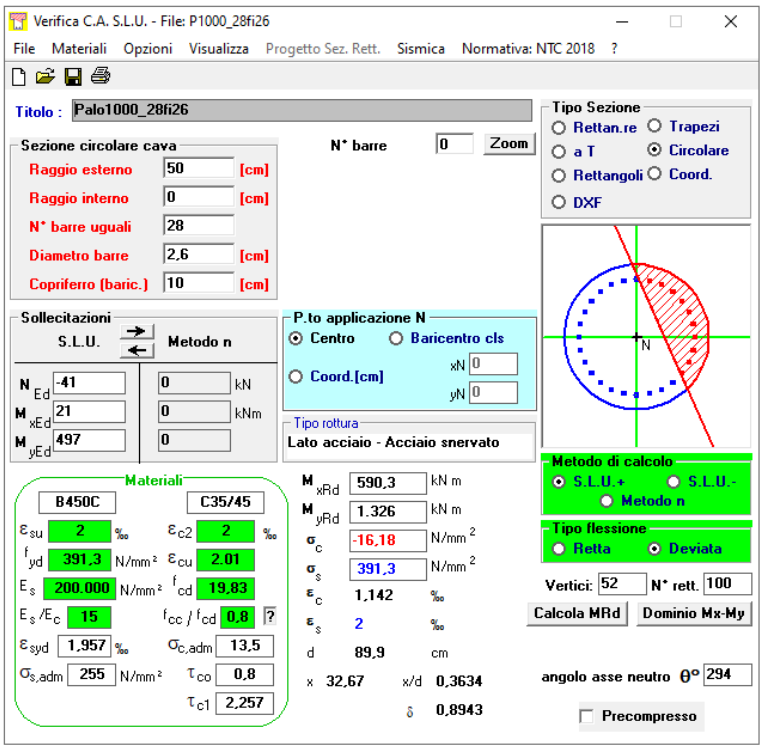



**Figura 13.17 diagrammi di Momento M3 e sforzo Normale per il palo più sollecitato**



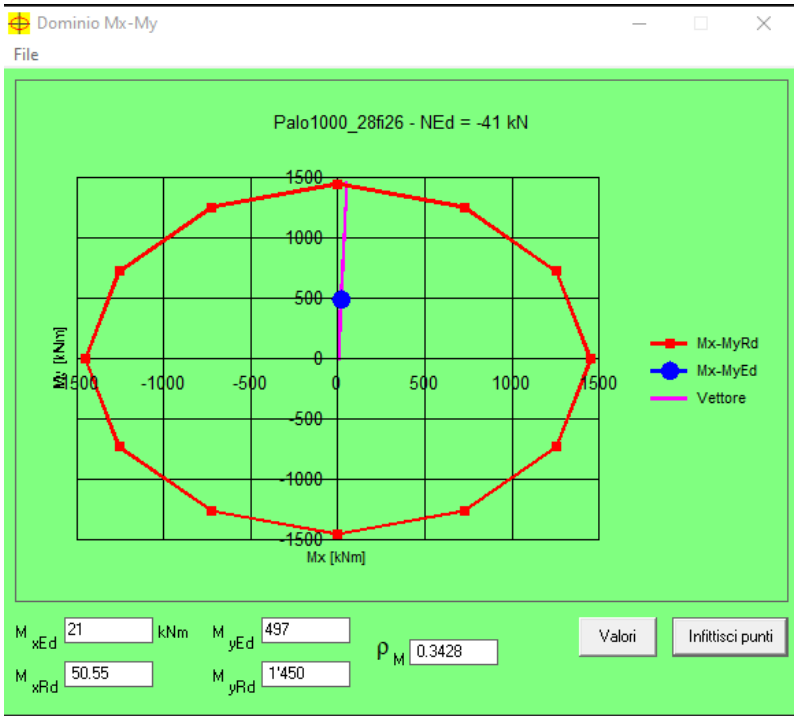




**Figura 13.18 Verifica a pressoflessione per il palo più sollecitato**

## Verifica a taglio

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni di taglio per il palo più sollecitato e la corrispondente verifica a taglio.

Tali sollecitazioni si verificano con la combinazione allo SLV in cui l'azione principale è quella longitudinale ($E_x$+0.3$E_y$+0.3$E_z$). Per tale combinazione le sollecitazioni in testa al palo risultano: $V_{3,Ed}$ =16 kNm; $V_{2,Ed}$ =512 kNm e quindi $V_{tot,Ed}$=513 kN.

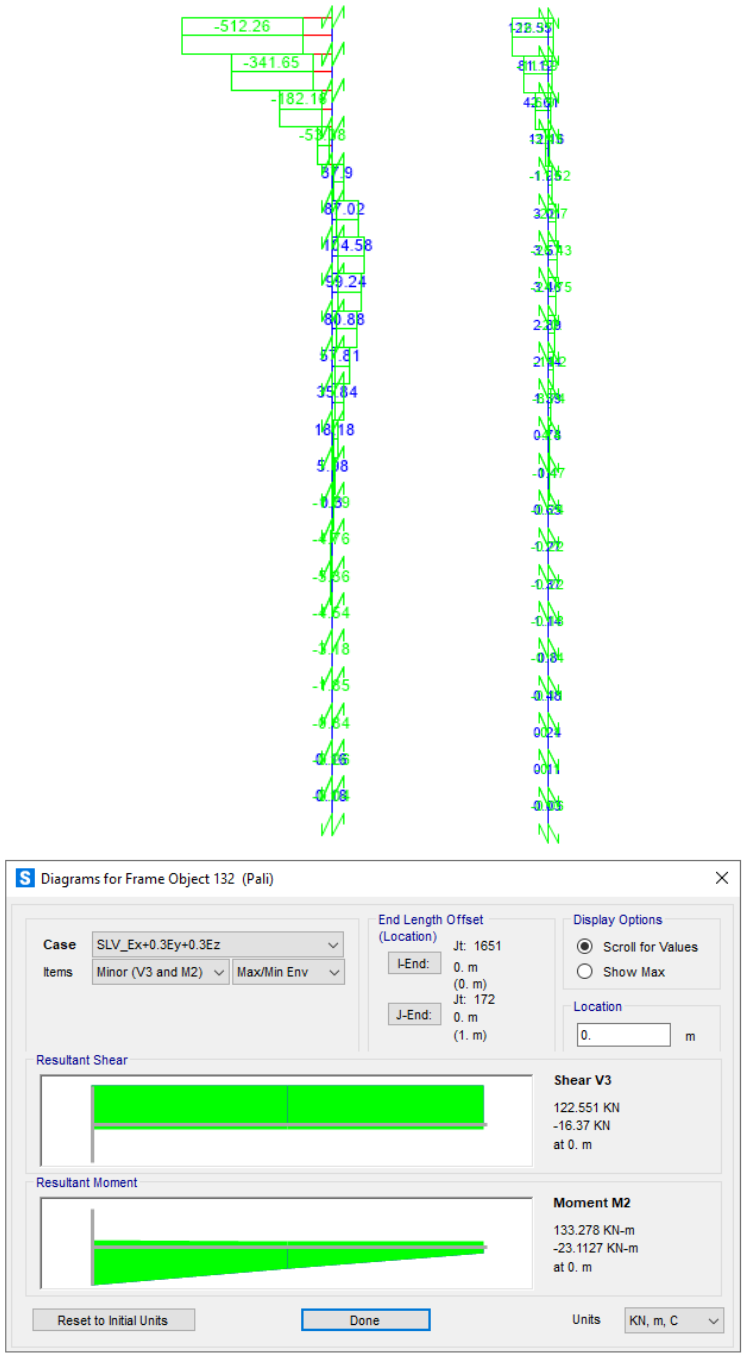



**Figura 13.19 diagrammi del TAGLIO V3 e del TAGLIO V2 per il palo più sollecitato**

**Geometria**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Sezione* | 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 | $cm^2$ | |
| *Arm.Long.* | Armatura longitudinale tesa | $A_{sl}$ = | 148.66 | $cm^2$ | |
| *Arm.Trasv.* | 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. Risp. asse trave | $\alpha$ = | 90 | ° | |
| | | $\cot g\alpha$ = | 0.00 | | |
| | | $\cot g\vartheta$ = | 2.50 | | $1 \le \cot g\vartheta \le 2.5$ |
| | | $\sin\alpha$ = | 1.00 | | |

**Materiali**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| *Cls* | Classe di Resistenza cls | | C35/45 | | |
| | Res. caratt. cubica a compr. cls | $R_{ck}$ = | 45.00 | MPa | |
| | Res. caratt. cilindr. 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 | |
| *Acciaio* | 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"**

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

$V_{Rsd}$ = 929.4 kN

**Resistenza di calcolo a "taglio compressione"**

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

$V_{Rcd}$ = 2299.0 kN

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Resistenza a Taglio** | **$V_{Rd}$ =** | **929.4** | **kN** | > | **516.0** | **= $V_{Ed}$** |

**Esito Verifica**

| | | | |
|---|---|---|---|
| $V_{Rd} \ge V_{Ed}$ | Verifica soddisfatta | $V_{Rd}/V_{Ed}$ = | 1.80 |

Le verifiche risultano soddisfatte.

## VERIFICHE SLE

Le verifiche allo SLE 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 $\sigma_c$, deve rispettare la limitazione seguente:
$\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara) = 22.41 MPa
$\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 16.80 MPa
La massima tensione di trazione nell'acciaio $\sigma_s$ , deve rispettare la limitazione seguente:
$\sigma_s < 0.8\ f_{yk}$ per combinazione quasi permanente = 360 MPa

Condizioni ambientali:
XC2+XS2 - con cls C35/45 per i pali → 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.

Si prevede quindi un limite di ampiezza delle fessure:

- QP: $W_1 = 0.2$mm
- FREQ: $W_1 = 0.2$mm

Si riportano di seguito le verifiche allo SLE per le sezioni dei pali.

**Combinazione di carico Rara**

Per la combinazione di carica rara le sollecitazioni più gravose sono riportate in seguito.
I valori dello sforzo normale e dei momenti flettenti sono riportati rispettivamente in DaN e in DaNcm.
Il valore delle tensioni sono riportati in DaN/cm$^2$.

Tensione massima del cls
Sc,min -56.06
Famiglia di combinazioni: Combinazioni
combinazione: 132
Mx 375971
My -4269931
N -233107.4

Da cui:

$$\sigma_c = 5.6 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano SODDISFATTE.

**Combinazione di carico Quasi Permamente**

Per la combinazione di carico quasi permanente le sollecitazioni più gravose sono riportate in seguito.
I valori dello sforzo normale e dei momenti flettenti sono riportati rispettivamente in DaN e in DaNcm.
Il valore delle tensioni sono riportati in DaN/cm$^2$.

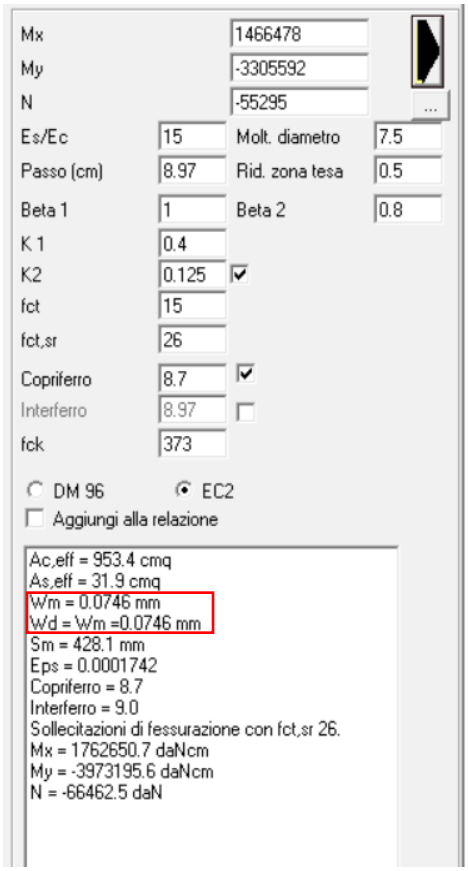
Tensione massima del cls
Sc,min -51.52
Famiglia di combinazioni: Combinazioni
combinazione: 450
Mx 645944
My 4094741
N -183370.8

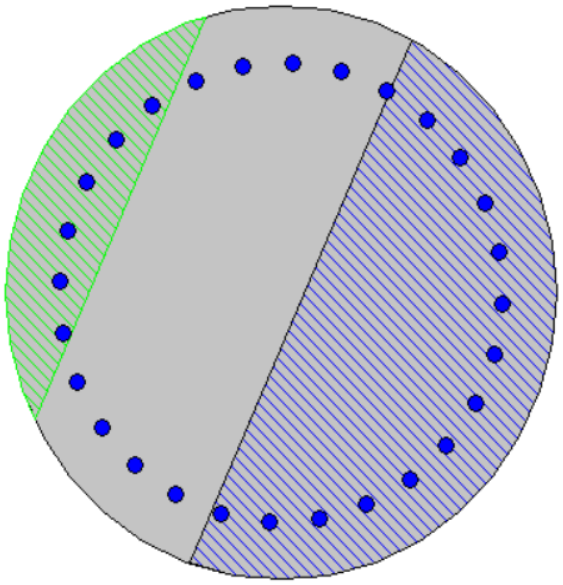
Tensione massima delle armature
Sf,max 609.7
Famiglia di combinazioni: Combinazioni
combinazione: 488
Mx 1466478
My -3305592
N -55295.2

Da cui, per la verifica tensionale:

$$\sigma_c = 5.1 \text{ MPa} < 16.8 \text{ MPa} \qquad \sigma_s = 61 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Per la verifica a fessurazione:



w=0.0746 mm < 0.2 mm

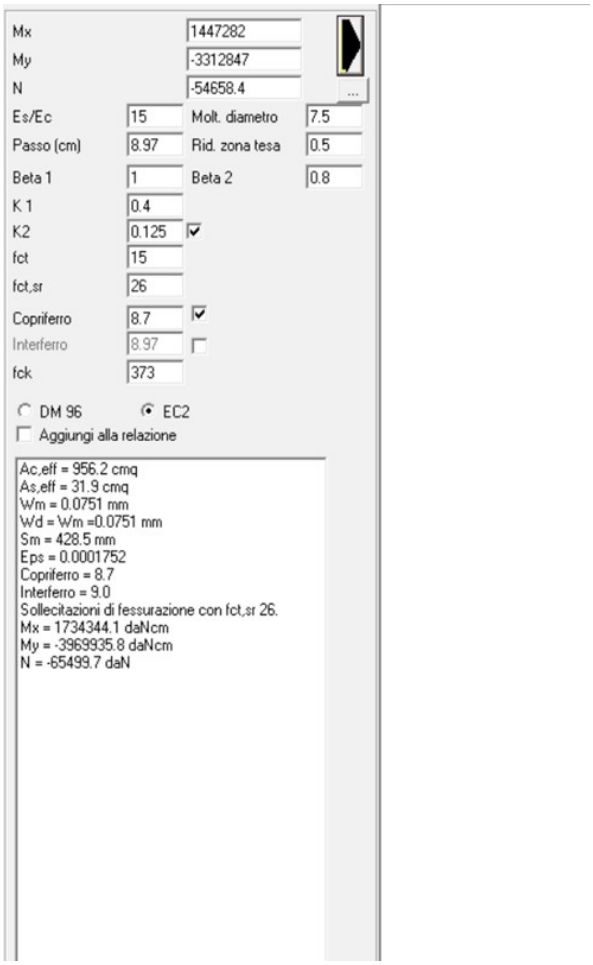
Le verifiche risultano SODDISFATTE.

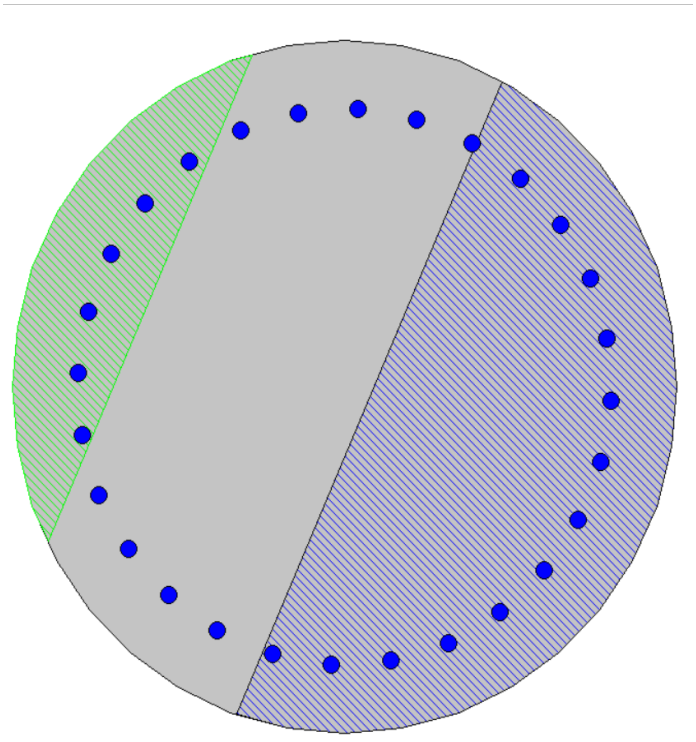
**Combinazione di carico Frequente**

Per la combinazione di carico frequente le sollecitazioni più gravose sono riportate in seguito.
I valori dello sforzo normale e dei momenti flettenti sono riportati rispettivamente in DaN e in DaNcm.
Il valore delle tensioni sono riportati in DaN/cm$^2$.

Tensione massima delle armature
Sf,max 613.23
Famiglia di combinazioni: Combinazioni
combinazione: 488
Mx 1447282
My -3312847
N -54658.4

Da cui, per la verifica a fessurazione:



w=0.0751 mm < 0.2 mm

Le verifiche risultano SODDISFATTE.