



S.S. 51 "di Alemagna" Provincia di Belluno

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021

Attraversamento dell'abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO ESECUTIVO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Ettore de la GRENNELAIS

MANDATARIA



MANDANTI



IL DIRETTORE TECNICO

Ing. R. Zanon
Ord. Ingg. Provincia di Padova n. 2351



IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Q.T.Thai Huynh
Ord. Ingg. Provincia di Padova n. 4280

IL PROGETTISTA

Ing. R. Zanon
Ord. Ingg. Provincia di Padova n. 2351

SOTTOVIA

Sottovia pedonale

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA

MSVE14E2102-T00ST01STRRE01A

PROGETTO LIV.PROG. N.PROG.

MSVE14 E 2102

CODICE
ELAB.

T00ST01STRRE01

B

-

B

Recepimento osservazioni

10.2021

G. Faggioni

R. Zanon

Q.T. Thai Huynh

A

Emissione

10.2021

G. Faggioni

R. Zanon

Q.T. Thai Huynh

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

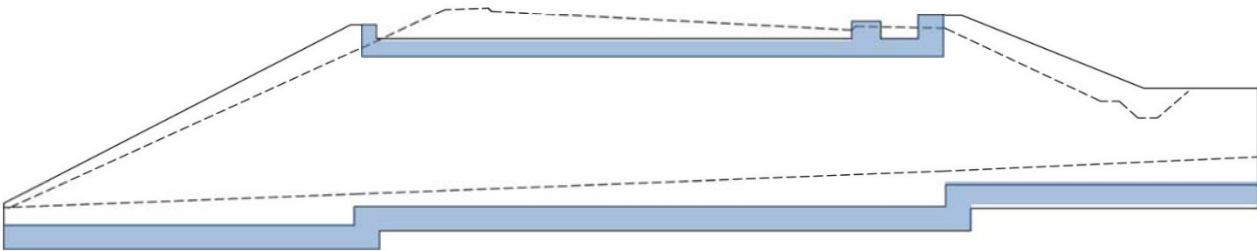
INDICE

1	GENERALITÀ	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.1.1	GETTATO IN OPERA	7
4	SOFTWARE DI CALCOLO	9
4.1	STRAUS7 R2.46	9
4.2	VCASLU	9
5	MODELLO GEOTECNICO	10
6	ANALISI DEI CARICHI	13
6.1	SOVRACCARICHI PERMANENTI	13
6.2	PRESSIONE LITOSTATICA	13
6.3	AZIONE DA TRAFFICO VEICOLARE	14
7	AZIONE SISMICA	15
7.1	SITO DI COSTRUZIONE	15
7.2	VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA	15
7.3	PARAMETRI DI BASE DELL'AZIONE SISMICA	15
7.4	CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	15
7.5	SPETTRO ELASTICO DELL'AZIONE SISMICA	16
7.6	COMBINAZIONE DELLA AZIONE SISMICA	16
7.7	COEFFICIENTI SISMICI	16
7.8	MODELLO DI COMPORTAMENTO STRUTTURALE PER AZIONI SISMICHE	16
7.9	MODELLO DELL'AZIONE SISMICA	18
8	COMBINAZIONI DI CARICO	19
8.1	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	19
8.2	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	19
9	CRITERI DI VERIFICA PER LE STRUTTURE IN C.A.	21
9.1	VERIFICHE A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE	21
9.1.1	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DI ELEMENTI MONODIMENSIONALI	21
9.1.2	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DI ELEMENTI BIDIMENSIONALI A COMPORTAMENTO FLESSIONALE	22
9.2	VERIFICHE A TAGLIO	23
9.2.1	RESISTENZA DI ELEMENTI SENZA ARMATURE RESISTENTI A TAGLIO	24
9.2.2	RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURE RESISTENTI A TAGLIO	24
9.3	VERIFICHE A FESSURAZIONE	24

9.4	STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI	26
10	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	27
10.1	MODELLO DI CALCOLO	27
10.1.1	LC. 1: SELF WEIGHT	28
10.1.2	LC. 2: DEAD LOAD	29
10.1.3	LC4: SEISMIC +Y	30
10.1.4	LC5: SEISMIC -Y	32
10.1.5	LC 5: TRAFFIC: SCHEMA 1 TANDEM	33
10.1.6	LC 6: TRAFFIC: SCHEMA 2 ASSE SINGOLO 400kN	36
10.1.7	LC 7: TRAFFIC: SCHEMA 5: FOLLA CORSIA 5 kPA	38
10.1.8	LC8: TRAFFIC: SCHEMA 5 FOLLA MARCIAPIEDI	39
10.1.9	LC9: TRAFFIC: FRENAMENTO CORSIA 1 (371 kN)	40
10.1.10	LC10: LITOSTATIC EARTH PRESSURE	40
10.1.11	LC11: EARTH PRESSURE: TRAFFIC: SCHEME 1 ENBANK +Y EARTH REACTIONS	43
10.1.12	LC11: EARTH PRESSURE: TRAFFIC: SCHEME 1 ENBANK -Y EARTH REACTIONS	46
10.2	COMBINAZIONI DI CARICO	48
11	VERIFICHE STRUTTURALI	52
11.1	SOLETTA SUPERIORE	52
11.1.1	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE LE COMBINAZIONI STATICHE	53
11.1.2	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE LE COMBINAZIONI SISMICHE	56
11.1.3	VERIFICA A TAGLIO	59
11.1.4	VERIFICHE AGLI SLE	61
11.2	PLATEA DI FONDAZIONE	70
11.2.1	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE LE COMBINAZIONI STATICHE	71
11.2.2	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE LE COMBINAZIONI SISMICHE	74
11.2.3	VERIFICA A TAGLIO	77
11.2.4	VERIFICHE AGLI SLE	79
11.3	MURI	88
11.3.1	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER LE COMBINAZIONI STATICHE	89
11.3.2	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE PER LE COMBINAZIONI SISMICHE	92
11.3.3	VERIFICA A TAGLIO	95
11.3.4	VERIFICHE AGLI SLE	96
11.4	CORDOLI	107
11.4.1	CORDOLO ANCORAGGIO GUARDRAIL	107
11.4.2	CORDOLO ANCORAGGIO MONTANTI BARRIERA ANTIRUMORE	110
11.4.1	VERIFICA ANCORAGGI BARRIERA ANTIRUMORE	114

1 Generalità

Nell'ambito del Progetto Esecutivo della variante di San Vito di Cadore alla SS51 di Alemagna è prevista la realizzazione di un sottovia ciclopedonale, posto alla pk 0+264.65 costituito da un manufatto monolitico in c.a. gettato in opera di forma di prisma retto a base rettangolare con larghezza interna di 3.50m ed altezza 4.50m grezzo circa. La lunghezza del manufatto è di circa 16m ed interseca ortogonalmente l'asse della nuova statale, mentre i muri andatori, con sezione a "U" ad altezza variabile, hanno lunghezza di circa 9m per lato. Il ricoprimento ad estradosso della soletta di copertura è variabile da un minimo di 20 cm ad un massimo di 1m.



2 Normativa di riferimento

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- D. M. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- D. M. del 14 gennaio 2008 – “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l’applicazione delle «Nuove Norme Tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- ETAG No. 001 - Annex C, August 2010: “Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for use in concrete – Design method for anchorages”;
- EOTA TECHNICAL REPORT TR 029, September 2010: “Design of Bonded Anchors”;
- fib Bulletin No.58 “Design of anchorages in concrete. Guide to good practice”
- CNR DT 207 R1/2018: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- UNI EN 1794-1 - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità;
- UNI EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento;
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti;
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi;
- UNI EN 1992-1-4: Progettazione di attacchi da utilizzare nel calcestruzzo – Ancoraggi post installati – Ancoraggi chimici;
- UNI EN 1993-1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-8 - Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1993-1-9 - Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica;
- UNI EN 1997-1 - Progettazione geotecnica – Regole generali;
- UNI EN 1998-1 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici;
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Procedura per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate -Tomo 1
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Criteri per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate – Tomo 2

3 Materiali

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Gettato in opera

3.1.1.1 Magrone

Classe di resistenza C12/15

3.1.1.2 Platea

Calcestruzzo a prestazione garantita secondo UNI 11104

Classe di resistenza C30/37

Classe minima di consistenza S4

Classe di esposizione XF4

Rapporto A/C min = 0.45

Tenore di cemento min = 360 kg/mc

$R_{ck} = 37$ MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 30$ MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. ridutt. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M = 1.5$	coeff. parziale di sicurezza allo SLU
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resistenza di progetto
$f_{ctm} = 2.90$ MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm} = 3.48$ MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 2.03$ MPa	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} = 32\ 837$ MPa	modulo elastico di progetto.

3.1.1.3 Muri

Calcestruzzo a prestazione garantita secondo UNI 11104

Classe di resistenza C30/37

Classe minima di consistenza S4

Classe di esposizione XF2

Rapporto A/C min = 0.50

Tenore di cemento min = 320 kg/mc

$R_{ck} = 37$ MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 30$ MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. ridutt. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M = 1.5$	coeff. parziale di sicurezza allo SLU
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resistenza di progetto
$f_{ctm} = 2.90$ MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm} = 3.48$ MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 2.03$ MPa	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} = 32\ 837$ MPa	modulo elastico di progetto.

3.1.1.4 Soletta superiore e cordoli

Calcestruzzo a prestazione garantita secondo UNI 11104

Classe di resistenza C30/37

Classe minima di consistenza S4

Classe di esposizione XF4

Rapporto A/C min = 0.45

Tenore di cemento min = 360 kg/mc

$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 30. \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. ridutt. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M = 1.5$	coeff. parziale di sicurezza allo SLU
$f_{cd} = 17.00 \text{ MPa}$	resistenza di progetto
$f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm} = 3.48 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 2.03 \text{ MPa}$	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} = 32\,837 \text{ MPa}$	modulo elastico di progetto.

Acciaio per c.a.
B450C

$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k \geq 1.15$	
$(f_t/f_y)_k < 1.35$	
$\gamma_s = 1.15$	coeff. parziale di sicurezza allo SLU
$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$	tensione caratteristica di snervamento
$E_s = 200000 \text{ Mpa}$	modulo elastico di progetto
$E_{yd} = 0.196\%$	deformazione di progetto a snervamento
$E_{uk} = (A_{gt})_k = 7.50\%$	deformazione caratteristica ultima

4 Software di calcolo

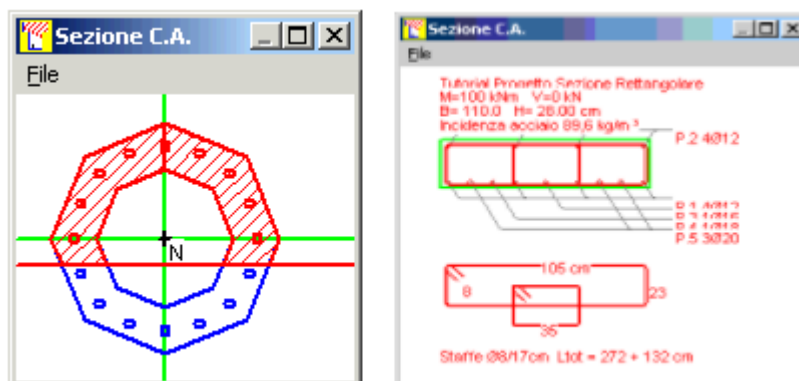
4.1 Straus7 R2.46

L'analisi delle sollecitazioni sulle strutture è stata effettuato con l'ausilio del codice di calcolo automatico Straus7 R2.46 che implementa le classiche formulazioni agli elementi finiti



4.2 VcaSlu

Il programma VcaSlu versione 7.7 consente la Verifica di sezioni in Cemento Armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n. Permette inoltre di tracciare il Domino M-N, il diagramma Momento-Curvatura per la verifica di stabilità con il metodo della Colonna-Modello ed il Dominio Mx-My. La sezione può essere descritta mediante rettangoli, trapezi, coordinate. È prevista la sezione circolare, anche cava e la sezione a poligono.

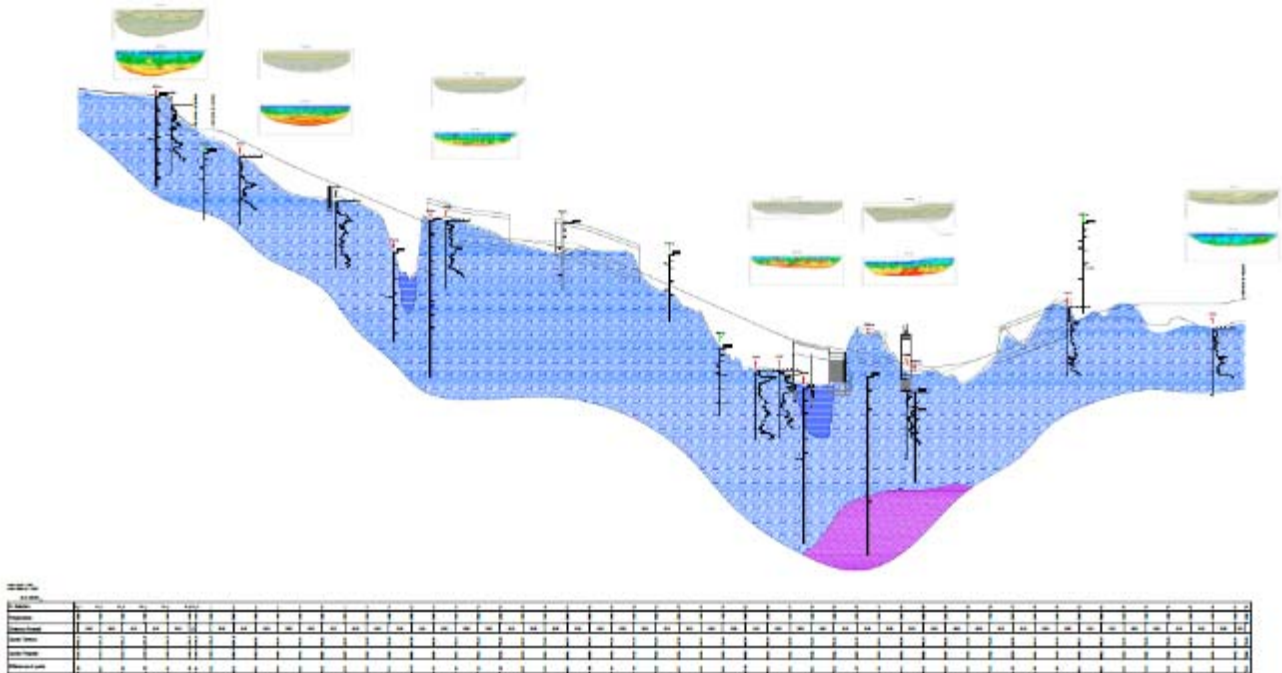


5 Modello geotecnico

La caratterizzazione geotecnica si è basata sulla campagna di indagini integrativa eseguita in sede di Progetto Esecutivo e sulla campagna eseguita in sede di Progetto Definitivo.


Il profili geologico e geotecnico sono visibili negli elaborati grafici MSVE14E2102-T00GE00GEOFU01 e MSVE14E2102-T00GE01GETFU01


Si evidenzia la presenza preponderante di depositi glaciali recenti con ghiaia sabbiosa-limosa (litotipo Gs). Nel tratto più vicino a Cortina è presente una lenta di materiale limo argilloso ghiaioso.



LEGENDA

Depositi di copertura

 Materiali alluvionali di recente messa in posto a grana prevalentemente sabbiosa. OLOCENE

 Depositi glaciali recenti: accumuli caotici di blocchi con tessitura a tasche parzialmente aperta e diamicton a matrice sabbioso-limosa con clasti da subangolosi a subarrotondati. OLOCENE

Substrato


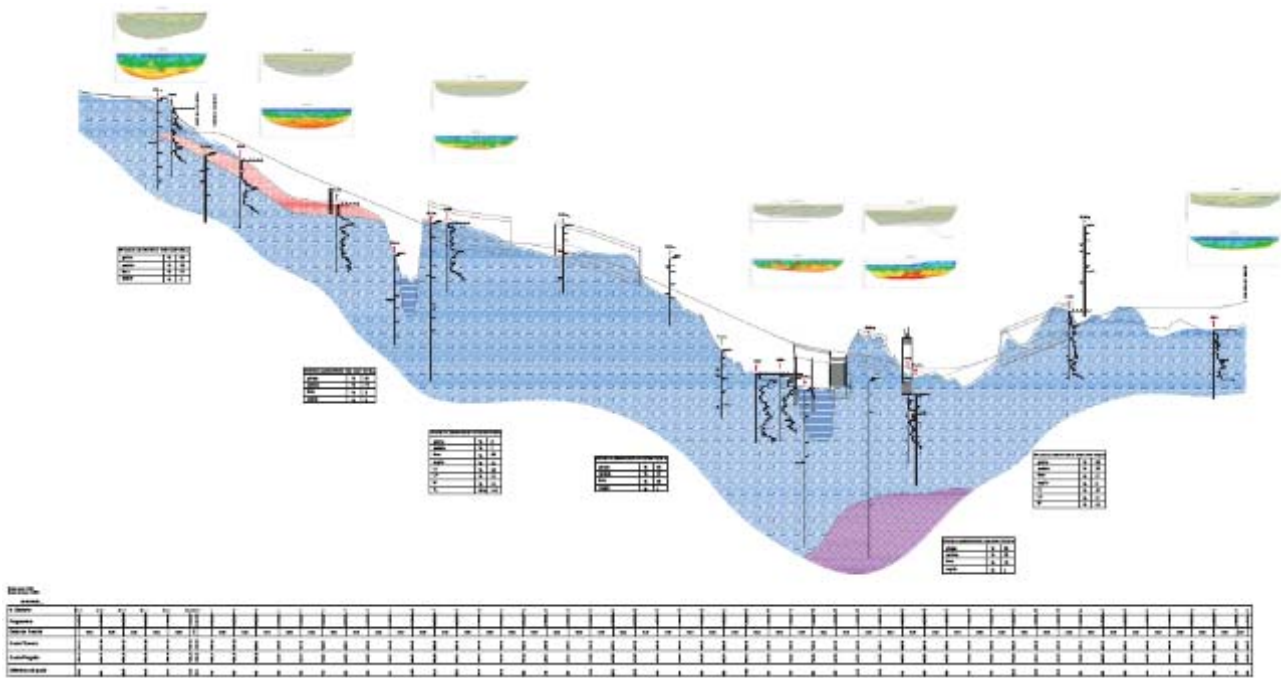
 Arenarie prevalentemente vulcanoclastiche nerastre, talora subordinate intercalazioni fini (calisiltiti e calcilutiti con *Daonella sp.* e ammonioidi). LADINICO SUP.

Figura 2 Profilo geologico [da MSVE14E2102-T00GE01GETFU01]



LEGENDA

- Ghiaia sabbiosa limosa
- Limo argilloso ghiaioso

Depositi di copertura

- Materiali alluvionali di recente messa in posto a grana prevalentemente sabbiosa. OLOCENE

Substrato

- Arenarie prevalentemente vulcanoclastiche nerastre, talora subordinate intercalazioni fini (calcsiltiti e calcilutiti con *Daonefa* sp. e ammonioidi). LADINICO SUP.

Figura 3 Profilo geotecnico [da MSVE14E2102-T00GE00GEOFU01]

Per il litotipo ghiaia sabbiosa limosa le proprietà del terreno sono espresse in funzione della profondità (cfr. relazione geotecnica di progetto MSVE14E2102-T00GE01GETRE01A per dettagli circa modalità e risultati delle correlazioni), il risultato della caratterizzazione è riportato nella tabella seguente.

LITOTIPO	DESCRIZIONE	γ_{nat} [kN/m ³]	D_r [%]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E_{op} [MPa]
Gs	Ghiaia sabbiosa grossolana	19.0	46.5+0.65*z	29.5+0.63*z	0.0	25+3.25*z

Tabella 1 Caratterizzazione Gs

A favore di sicurezza, è stata considerata la presenza di un unico strato di fondazione con le seguenti proprietà:

- $\varphi' = 30^\circ$
- $c' = 0$
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Per quanto concerne il materiale di riempimento si considera che esso abbia le seguenti proprietà:

- $\varphi' = 35^\circ$
- $c' = 0$
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Alle profondità interessate dall'opera in esame non è stata individuata presenza di falda.

Ai fini dell'analisi dell'interazione terreno-struttura è possibile utilizzare un modello analitico del sottosuolo alla Winkler che prevede una relazione di tipo lineare tra spostamento e pressione di contatto.

Ai fini della stima del coefficiente di sottofondo si considera un modulo elastico medio di circa $E=35\text{MPa}$ del volume di terreno interessato dall'interazione con la fondazione.

Tale valore è desunto dai dati disponibili nella Relazione Geotecnica Generale

Utilizzando le note relazioni di Vesic la stima del coefficiente di sottofondo in relazione alle dimensioni minori della fondazione ed alle sue caratteristiche di rigidità si pone:

Rigidità suolo elastico - Vesic (1961a, 1961b)

$E_s = 35000$	kN/m^2	<i>modulo elastico terreno</i>
$f_{ck} = 37$	N/mm^2	
$f_{cm} = 45$	N/mm^2	
$E_{cm} = 34\,545$	N/mm^2	
$E_f = 34\,545\,098$	kN/m^2	<i>modulo elastico struttura di fondazione</i>
$n = 0.30$		<i>coefficiente di Poisson terreno</i>
$B = 9$	m	<i>larghezza fondazione</i>
$H = 0.70$	m	<i>spessore fondazione</i>
$I = 0.2573$	m^4	<i>momento inerzia struttura</i>
$k_s = 3642$	kN/m^3	

$$k_s = \frac{0.65 E_s}{B (1 - \nu_s^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}}$$

In relazione alle caratteristiche della fondazione ed al livello di carico, il valore del coefficiente di sottofondo può assumersi pari a

$$k_w = 4000 \text{ kN/m}^3 = 0.4 \text{ daN/cm}^3$$

6 Analisi dei carichi

6.1 Sovraccarichi permanenti

Il sovraccarico permanente agente sulla soletta di copertura del sottopasso è rappresentato dal terreno e dal pacchetto di fondazione stradale con spessore totale variabile da un minimo di 20 cm ad un massimo di 100cm.

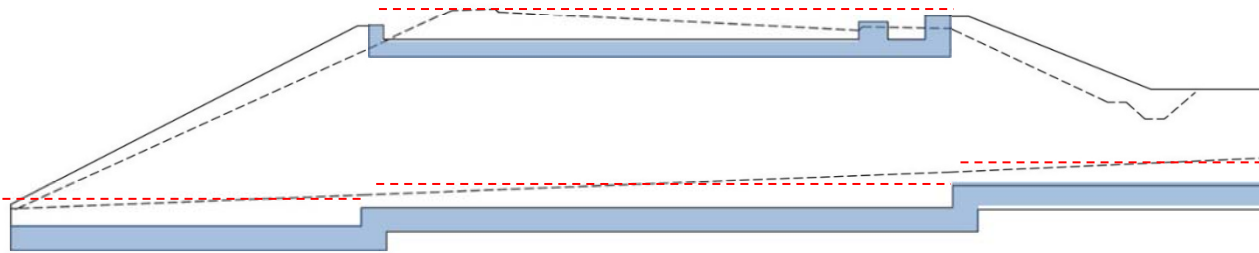


Figura 4: Sezione longitudinale schematica del manufatto

A favore di sicurezza si considera il ricoprimento massimo di 100 cm agente sull'intero estradosso della soletta per un carico complessivo di

$$G_{2k} = 19.0 \text{ kPa}$$

Ad estradosso della platea si è considerato un sovraccarico uniformemente distribuito pari al valor medio dell peso del ricoprimento. Nello specifico per la platea tra i muri andatori lato Ovest e parte centrale si è considerato un sovraccarico permanente di 13.5 kPa e per quella tra i muri andatori lato Est un sovraccarico permanente di 11.6 kPa.

In corrispondenza della scarpa esterna della platea (di larghezza 50cm) si è considerato il peso di terreno sovrastante con entità variabile in funzione dell'effettiva altezza gravante

Nello specifico:

- per i muri andatori lato Ovest, il peso di terreno sulla scarpa esterna della platea risulta variabile da 12.4 kPa a 103 kPa
- per la parte centrale, il peso di terreno sulla scarpa esterna della platea si è considerato un valore uniforme pari a 102 kPa
- per i muri andatori lato Est, il peso di terreno sulla scarpa estera della platea risulta variabile da un minimo di 48.5 e 30.4 kPa, rispettivamente per quello lato Nord e lato Sud) ad un massimo di 90kPa

6.2 Pressione litostatica

La pressione litostatica agente sulle pareti viene valutata considerando un peso di volume saturo del terreno pari a $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ ed un coefficiente di spinta orizzontale corrispondente a quello a riposo $k_0 = 0.5$.

La pressione sulle pareti verticali risulta quindi :

$$p_t = \gamma z K_0$$

essendo z la profondità.

Poiché il terreno a tergo dei muri non ha antezza uniforme, la pressione litostatica assume un andamento variabile. Al fine di una più precisa identificazione dell'andamento della pressione litostatica si è approntato un modello ad elementi finiti tridimensionale con schematizzazione del volume di terreno del rilevato con elementi tipo tetraedrici a 4 nodi. Il legame costitutivo è di tipo elastico (caratterizzato da un modulo elastico di $E=25\text{MPa}$ $\nu=0.3$) con

l'attribuzione di un coefficiente di prestress nelle due direzioni orizzontali pari a 0.5 volte la pressione verticale in modo da simulare l'azione della spinta a riposo delle terre.

Per le condizioni al contorno si è assunto una condizione di vincolo agli spostamento orizzontali.

In questo modo si è ricostruito lo stato tensionale litostatico a riposo dal quale sono state estratte le reazioni nodali dei nodi in corrispondenza dei muri verticali e ad essi applicate cambiate di segno.

6.3 Azione da traffico veicolare

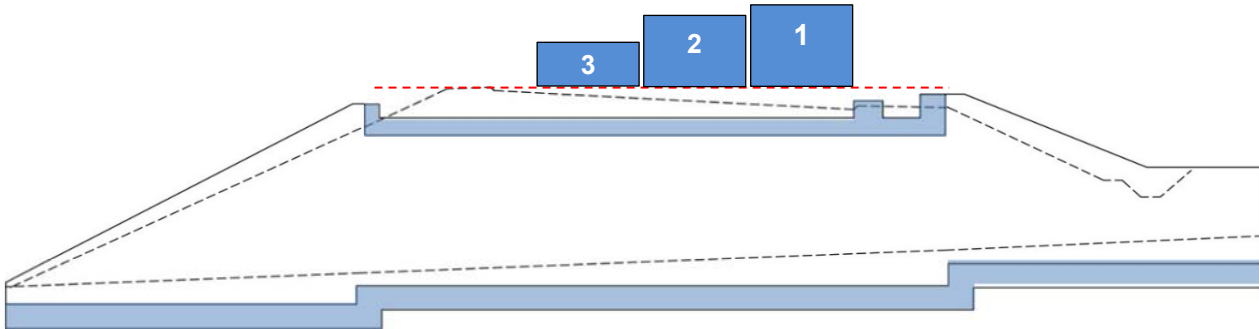
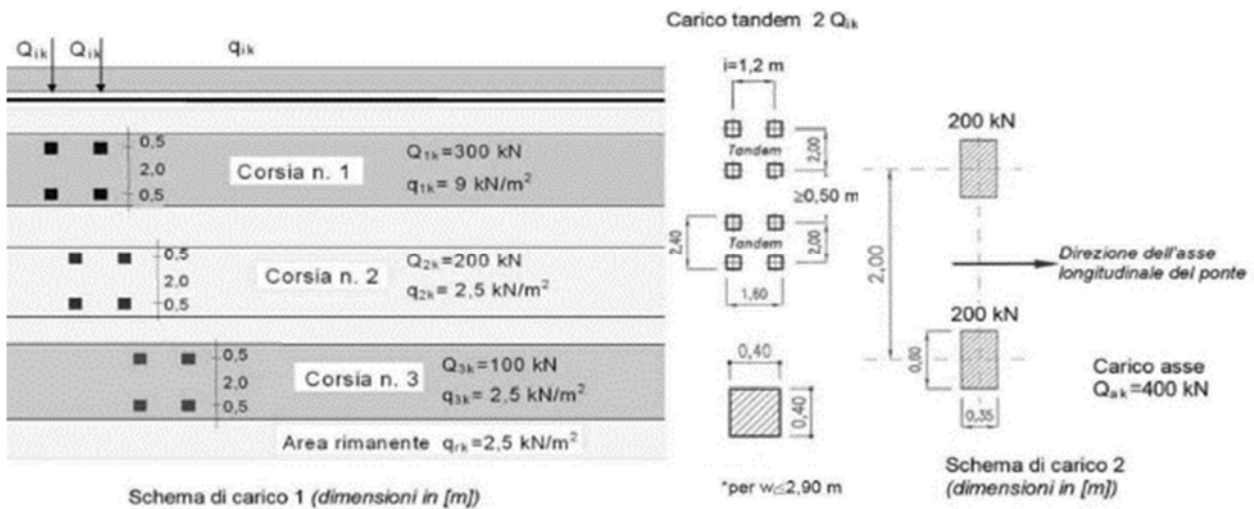


Figura 5: Disposizione delle corsie convenzionali

Il numero di colonne di carichi è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata. Nel caso in esame sono tre le corsie di carico da prevedersi.



Lo schema di carico più gravoso è il N. 1 secondo NTC2018 che prevede una disposizione dei carichi come da figura seguente.

Oltre allo schema di carico 1 si considera anche lo schema di carico 2 corrispondente al singolo asse.

Si considera inoltre lo schema di carico 5 di folla compatta con valore di pressione 5kPa uniformemente distribuita sull'intera superficie della soletta.

L'azione di frenamento viene valutata sulla base dei carichi della corsia 1 secondo la formulazione di NTC2018:

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

Nel caso specifico l'azione di frenamento risulta pari a

$$Q_3 = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 4,5 = 372 \text{ kN}$$

7 Azione Sismica

7.1 Sito di costruzione

Regione Veneto – Provincia di Belluno – Comune di San Vito di Cadore

7.2 Vita nominale della struttura

La vita nominale della struttura è pari a $VN = 100$ anni.

Il coefficiente d'uso della costruzione è pari a $cu = 2$.

Il periodo di riferimento è quindi pari a:

$$VR = VN * cu = 100 \text{ anni} * 2 = 200 \text{ anni.}$$

Sono presi in considerazione gli stati limite SLD e SLV, cui corrispondono le probabilità di superamento PVR indicate ed i periodi di ritorno TR calcolati secondo la formula seguente.

$$TR = -VR / \ln(1 - PVR) \quad \text{periodo di ritorno}$$

Stato limite SLD: $PVR = 63 \%$, $TR = 201$ anni

Stato limite SLV: $PVR = 10 \%$, $TR = 1898$ anni

7.3 Parametri di base dell'azione sismica

I parametri di base della azione sismica per gli stati limite indicati sono riportati a seguire.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.061	2.531	0.304
SLD	201	0.075	2.530	0.327
SLV	1898	0.167	2.622	0.398
SLC	2475	0.182	2.648	0.403

Tabella 2 Parametri di base dell'azione sismica

7.4 Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della determinazione dell'azione sismica è necessario classificare il terreno di fondazione su cui sorgerà l'opera. In base alle specifiche contenute nel p.to 3.2.2 del DM 14.01.2018, il terreno è catalogato come:

- **TIPO B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Il coefficiente topografico assunto è T3, a cui corrisponde $S_T = 1.2$.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 3 Categoria topografica (Tab. 3.2.V – NTC 2018)

Il coefficiente di suolo $S = S_S * S_T$ è quindi pari a:

E	S _S [anni]	S _T	S
SLD	1.2	1.2	1.440
SLV	1.2	1.2	1.440

Tabella 4 coefficiente di suolo S

7.5 Spettro elastico dell'azione sismica

Le espressioni dello spettro elastico di risposta in accelerazione sono riportate a seguire.

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

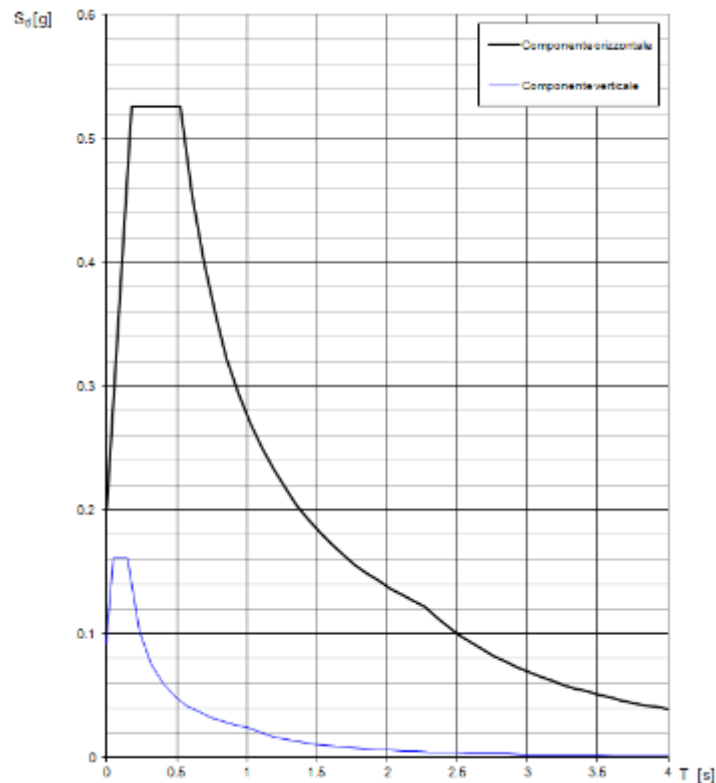


Figura 6 Spettro SLV

7.6 Combinazione della azione sismica

Data la forma del manufatto a prevalente sviluppo lungo il suo asse, l'azione sismica determinante agli effetti del dimensionamento longitudinale è quella diretta ortogonalmente all'asse del sottopasso.

7.7 Coefficienti sismici

Di seguito si riportano i coefficienti sismici definiti come previsto dalle NTC 2018 al paragrafo 7.11.6.2.1.

- $k_H = a_g(g) \times S_S \times S_T \times \beta_m = 0.167 * 1.2 * 1.2 * 1 = 0.240$

dove:

- $\beta_m = 1$ per manufatti non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

7.8 Modello di comportamento strutturale per azioni sismiche

Le analisi sismiche sono condotte secondo la metodologia dell'analisi statica lineare senza fattore di strutture.

Dal punto di vista della risposta dinamica, l'elevata rigidità della struttura scatolare presuppone che non sviluppino effetti di accelerazione inerziale per effetto del moto impresso in fondazione come avviene per le strutture fuori terra.

La struttura quindi viene idealizzata come scatolare rigida sottoposta alle sovrappressioni sismiche per la quale si prevede un modello di comportamento **non dissipativo in cui la risposta sismica avviene essenzialmente in campo elastico o quasi elastico**.

In tale ambito il fattore di comportamento a cui riferirsi risulta pertanto unitario

$$q=1$$

In coerenza quindi con il modello di comportamento non dissipativo, la progettazione non richiede l'applicazione dei principi di gerarchia in ambito sismico.

Le verifiche di resistenza, sia in ambito statico che sismico, verranno condotte unicamente termini di resistenza per i vari SLU/SLV adottando le formulazioni di capacità resistente di ambito statico, sia per i meccanismi duttili che fragili.

L'ipotesi di comportamento non dissipativo per azione sismica prevede la verifica di resistenza, per tali combinazioni di carico, sia entro il limite elastico dei materiali, pertanto il calcolo dei valori resistenti delle sollecitazioni flettenti avverrà trascurando il tratto plastico del legame costitutivo dell'acciaio e del calcestruzzo, imponendo

$$\varepsilon_{c3} = \varepsilon_{c2} \quad \text{per il calcestruzzo}$$

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{pl} = E/f_{yd} \quad \text{per l'acciaio}$$

7.9 Modello dell'azione sismica

Il manufatto è una struttura scatolare rigida interrata in cui il terreno permane in campo elastico. Il modello di azione sismica generato dalla massa di terreno di rinfiaccio più appropriato considera una sovrappressione uniforme proporzionale all'ingombro del manufatto secondo Wood (1973).

La spinta non dipende dalle proprietà del terreno, in quanto rimane in campo elastico, rimane costante con la profondità ed è espressa in termini di pressione con la seguente formulazione:

$$\Delta P_d = a_g S_s S_T \gamma H = 0.167 \times 1.2 \times 1.2 \times 19.0 \times 6 = 27.4 \text{ kPa}$$

dove

a_g S è l'accelerazione sismica adimensionale a livello del suolo,

γ è il peso di volume del terreno (saturo)

H è la profondità del manufatto

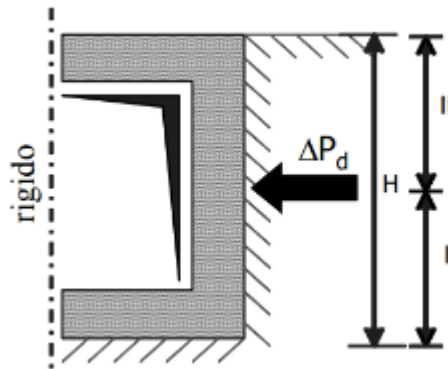


Figura 7: Modello di sovrappressione sismica per elementi rigidi interrati (Wood 1973)

Per quanto riguarda l'azione sismica generata dalla massa propria del manufatto e dal sovraccarico permanente portato, si utilizzano i coefficienti sismici definiti come previsto dalle NTC 2018 al paragrafo 7.11.6.2.1.

- $k_H = a_g \times S_s \times S_T \times \beta_m = 0.167 \times 1.2 \times 1.2 \times 1 = 0.240g$

dove:

- $\beta_m = 1$ per manufatti non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno,

Cio sostanzialmente significa l'azione sismica è quella generata dall'accelerazione del suolo senza effetti di amplificazione.

Poiché la spinta di Wood è direttamente proporzionale all'altezza del terreno dall'intradosso platea, si sono considerati dei valori di pressione variabili e decrescenti sui muri andatori procedendo verso l'esterno: in particolare

- per i muri andatori lato Ovest: spinta variabile da 5.9 kPa a 27.4 kPa
- per la parte centrale, spinta uniforme pari a 27.4 kPa
- per i muri andatori lato Est, spinta variabile da un minimo di 14.8 e 10.5 kPa, rispettivamente per quello lato Nord e lato Sud) ad un massimo di 27.4 kPa

8 Combinazioni di carico

8.1 Combinazioni delle azioni

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

8.2 Coefficienti di combinazione

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

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

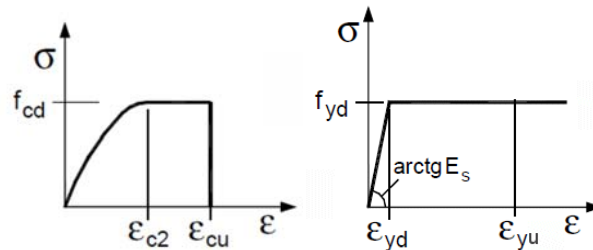
Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)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

9 Criteri di verifica per le strutture in c.a.

9.1 Verifiche a flessione-pressoflessione

9.1.1 Verifica a pressoflessione di elementi monodimensionali

La resistenza delle sezioni nei confronti delle sollecitazioni di pressoflessione viene condotta con le ipotesi di calcolo indicate nelle NTC2018 utilizzando diagrammi tensioni deformazioni del tipo parabola-rettangolo e del tipo elastico plastico per l'acciaio.



$$\varepsilon_{c2} = 0.2\%$$

$$\varepsilon_{yu} = 1.0\%$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.35\%$$

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli $\sigma-\varepsilon$ di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

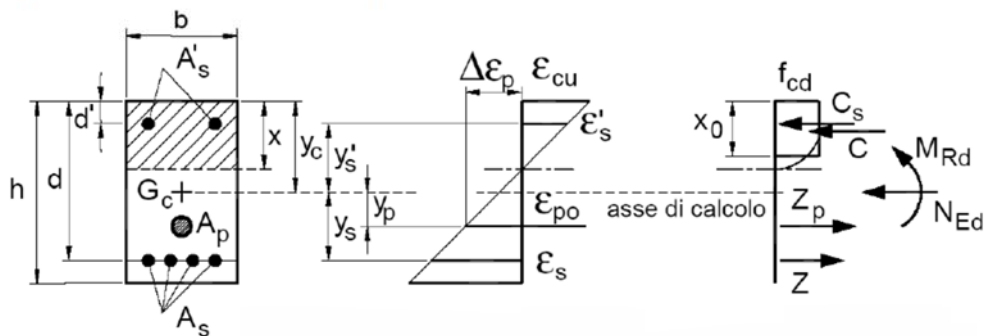
$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.



Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\rho_M = \left(\frac{M_{Ey_d}}{M_{R,y_d}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ez_d}}{M_{R,z_d}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove

M_{Ey_d}, M_{Ez_d} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z;

M_{R,y_d}, M_{R,z_d} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed}/N_{Rcd}$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd} / N_{Rcd}$$

con $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$.

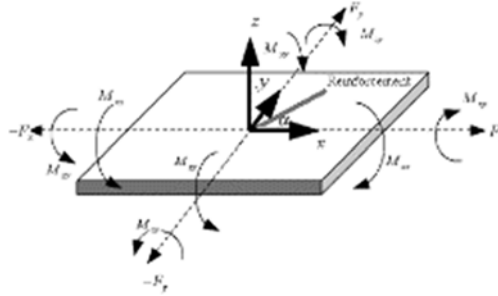
In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente $\alpha=1$.

Per le sole verifiche in ambito sismico, poiché il modello di comportamento è di tipo non dissipativo, il limite ultimo dei materiali corrisponde a quello elastico:

$$\varepsilon_{c3} = \varepsilon_{c2} \quad \text{per il calcestruzzo}$$

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{pl} = E/f_{yd} \quad \text{per l'acciaio}$$

9.1.2 Verifica a pressoflessione di elementi bidimensionali a comportamento flessionale



Per gli elementi bidimensionali con armature incrociate disposte su entrambe le facce si utilizza la formulazione di Wood Armer per la determinazione dei momenti flettenti di calcolo per il dimensionamento delle armature, tenendo conto della presenza del momento torcente.

Indicando M_{xx} ed M_{yy} i momenti flettenti ed M_{xy} il momento torcente ed α l'angolo tra la direzione dell'armatura considerata e la direzione x , le formulazioni per il calcolo dei momenti flettenti nelle direzioni delle armature valgono:

Armature al lembo superiore:

$$\begin{cases} M_1^* = M_{yy} + 2M_{xy} \cot \alpha + M_{xx} \cot^2 \alpha - \frac{|M_{xy} + M_{yy} \cot \alpha|}{\sin \alpha} \\ M_2^* = \frac{M_{yy}}{\sin^2 \alpha} - \frac{|M_{xy} + M_{yy} \cot \alpha|}{\sin \alpha} \end{cases}$$

if $M_1^* > 0$ then fix $M_1^* = 0$

$$\text{and } M_2^* = \frac{M_{yy} - \frac{(M_{xy} + M_{yy} \cot \alpha)^2}{M_{xx} + 2M_{xy} \cot \alpha + M_{yy} \cot^2 \alpha}}{\sin^2 \alpha}$$

if $M_2^* > 0$ then fix $M_2^* = 0$

$$\text{and } M_1^* = M_{xx} + 2M_{xy} \cot \alpha + M_{yy} \cot^2 \alpha - \frac{(M_{xy} + M_{yy} \cot \alpha)^2}{M_{yy}}$$

Armature al lembo inferiore:

$$\begin{cases} M_1^* = M_{xx} + 2M_{xy} \cot \alpha + M_{yy} \cot^2 \alpha + \frac{|M_{xy} + M_{yy} \cot \alpha|}{\sin \alpha} \\ M_2^* = \frac{M_{xx}}{\sin^2 \alpha} + \frac{|M_{xy} + M_{yy} \cot \alpha|}{\sin \alpha} \end{cases}$$

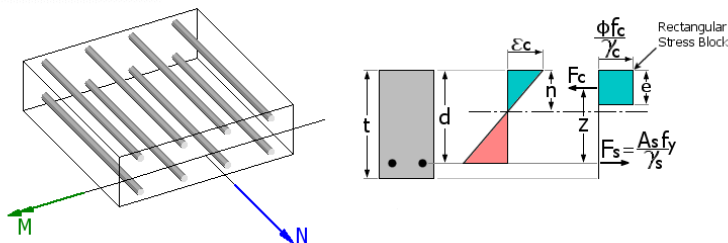
if $M_1^* < 0$ then fix $M_1^* = 0$

$$\text{and } M_2^* = \frac{M_{xx} + \frac{(M_{xy} + M_{yy} \cot \alpha)^2}{M_{yy} + 2M_{xy} \cot \alpha + M_{xx} \cot^2 \alpha}}{\sin^2 \alpha}$$

if $M_2^* < 0$ then fix $M_2^* = 0$

$$\text{and } M_1^* = M_{yy} + 2M_{xy} \cot \alpha + M_{xx} \cot^2 \alpha + \frac{(M_{xy} + M_{yy} \cot \alpha)^2}{M_{xx}}$$

Con i valori del momento flettente al lembo superiore ed inferiore per la direzione dell'armatura così calcolato, il dimensionamento delle armature minime viene effettuato con le seguenti relazioni:



Nel caso di flessione semplice l'area di acciaio tesa al limite di plasticizzazione che garantisce in campo plastico vale:

$$F_c = \frac{\phi \cdot f_c \cdot e}{\gamma_c}$$

$$F_s = \frac{A_s \cdot f_y}{\gamma_s}$$

$$F_s = F_c$$

$$z = d - \frac{e}{2}$$

$$M = \frac{\phi \cdot f_c}{\gamma_c} \cdot e \cdot z = \frac{\phi \cdot f_c}{\gamma_c} \cdot e \cdot \left(d - \frac{e}{2} \right) = \frac{\phi \cdot f_c \cdot d}{\gamma_c} \cdot e - \frac{\phi \cdot f_c}{2\gamma_c} \cdot e^2$$

$$\frac{\phi \cdot f_c}{2\gamma_c} \cdot e^2 - \frac{\phi \cdot f_c \cdot d}{\gamma_c} \cdot e + M = 0$$

Nel caso di pressoflessione con doppia armatura, si utilizza un "layered approach" simile a quello che viene utilizzato per i materiali laminati compositi. Il singolo elemento *Plate* viene diviso in un certo numero di strati in cui in ogni strato possono contenere sia calcestruzzo che acciaio, in funzione della disposizione delle armature. Questo tipo di approccio permette di considerare sia i carichi membranali che flettenti.

Il legame costitutivo per l'elemento finito *Plate* in Cemento Armato è descritto in forma matriciale nel modo seguente:

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{N} \\ \mathbf{M} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{C} & \mathbf{B} \\ \mathbf{B} & \mathbf{D} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \boldsymbol{\varepsilon}^m \\ \mathbf{k} \end{Bmatrix}$$

dove:

$$\mathbf{N} = \begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{Bmatrix} = \int_{-h/2}^{h/2} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} dz = \sum_{k=1}^N \int_{h_{k-1}}^{h_k} \begin{Bmatrix} \sigma_x(z) \\ \sigma_y(z) \\ \tau_{xy}(z) \end{Bmatrix} dz$$

$$\mathbf{C} = \sum_{k=1}^N (h_k - h_{k-1}) \bar{\mathbf{Q}}_k$$

$$\mathbf{M} = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \int_{-h/2}^{h/2} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} z dz = \sum_{k=1}^N \int_{h_{k-1}}^{h_k} \begin{Bmatrix} \sigma_x(z) \\ \sigma_y(z) \\ \tau_{xy}(z) \end{Bmatrix} z dz$$

$$\mathbf{D} = \frac{1}{3} \sum_{k=1}^N (h_k^3 - h_{k-1}^3) \bar{\mathbf{Q}}_k$$

$$\mathbf{B} = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^N (h_k^2 - h_{k-1}^2) \bar{\mathbf{Q}}_k$$

\mathbf{N} ed \mathbf{M} rappresentano il vettore delle risultanti delle forze assiali e flessionali agenti sull'elemento.

\mathbf{C} rappresenta la matrice di rigidità estensionale dell'elemento

\mathbf{D} rappresenta la matrice di rigidità flessionale dell'elemento

\mathbf{B} rappresenta la matrice di accoppiamento flessionale ed assiale

$\bar{\mathbf{Q}}_k$ è la matrice di elasticità del k-esimo strato

$\boldsymbol{\varepsilon}^m$ rappresenta il vettore degli strain nel piano medio

\mathbf{k} rappresenta il vettore delle curvature dell'elemento piastra

$\bar{\mathbf{Q}}_k$ è funzione dello strain del k-esimo strato e porta ad un set di equazioni non lineari che vengono risolte utilizzando un metodo iterativo alla *Newton-Raphson*.

Si assume sempre che nello spessore dell'elemento valga la legge di conservazione delle sezioni piane.

9.2 Verifiche a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per taglio viene condotta, secondo la normativa vigente, assumendo:

coeff. di sicurezza del calcestruzzo

$\gamma_c = 1.50$

coeff. di sicurezza dell'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
altezza utile della sezione:	d
larghezza dell'anima:	b_w
inclinazione delle staffe:	α_{st}
inclinazione dei ferri piegati	α_{fp}
resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$
resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$
resistenza media a trazione del calcestruzzo:	$f_{ctm} = 0.27 \sqrt[3]{R_{ck}^2}$
resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo:	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm}$
resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$
resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio:	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$

Nel caso in cui $V_{sdu} < V_{rd1}$ non risulta necessario disporre specifica armatura a taglio; in caso contrario, invece, bisogna disporre un'apposita armatura aggiuntiva ed eseguire la verifica a compressione del conglomerato ed a trazione per l'acciaio presente.

9.2.1 Resistenza di elementi senza armature resistenti a taglio

$$V_{Rd1} = [0.8 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d > (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$$

$$v_{min} = 0.35 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

d : altezza utile della sezione

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w d) < 0.02$: rapporto geometrico armatura longitudinale

$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c$: tensione media di compressione

b_w : larghezza anima

9.2.2 Resistenza di elementi con armature resistenti a taglio

A) Verifica a compressione del conglomerato

Si verifica che sia:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

A_{sw} : area armatura trasversale

s : passo staffe

α : inclinazione armature

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$$

α_c : coef. che considera lo stato di compressione nella sezione

B) Verifica dell'armatura trasversale d'anima

Si verifica che sia:

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot 0.90 d / s ((\cotg \alpha + \cotg \theta) / \sen \alpha)$$

9.3 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione viene eseguita secondo le procedure riportate nella normativa vigente relativa alle strutture in c.a.. La larghezza caratteristica virtuale della fessura vale:

$$w_k = 1.7w_m = 1.7\nu \cdot s_{rm} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ove la distanza media tra le fessure in corrispondenza del livello baricentrico di armatura vale:

$$s_{rm} = 2(c + 0.1s) + k_2 k_3 \frac{\Phi}{\rho_r}$$

con: $\rho_r = A_s/A_{ef}$

c = copriferro netto

s = distanza efficace tra le barre

$k_2 = 0.4$ per barre ad aderenza migliorata

$k_3 = 0.125$ per flessione semplice o pressoflessione

ed il coefficiente che computa l'effetto di *tension stiffening* vale:

$$\nu = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \geq 0.4$$

con: σ_{sr} = tensione di fessurazione

σ_s = tensione massima dell'acciaio

$\beta_1 = 1$ per barre ad aderenza migliorata

$\beta_2 = 0.5$ per le condizioni ripetute di sollecitazione

I valori limite di apertura di fessure sono stati scelti secondo le indicazioni NTC2018 per la classe di esposizione di progetto

Tab. 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

Tab. 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_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Per i calcestruzzi con classe di esposizione **XF4** (platea, soletta e cordoli) lo stato limite di fessurazione presenta i seguenti limiti:

Combinazione Frequente apertura fessure $< w_1 = 0.2\text{mm}$

Combinazione Quasi Permanente apertura fessure $< w_1 = 0.2\text{mm}$

Per i calcestruzzi con classe di esposizione **XF2** (muri) lo stato limite di fessurazione presenta i seguenti limiti:

Combinazione Frequente apertura fessure $< w_2 = 0.3\text{mm}$

Combinazione Quasi Permanente apertura fessure $< w_1 = 0.2\text{mm}$

9.4 Stato limite di limitazione delle tensioni

$$\sigma_{c,\max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_{c,\max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

La massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

La massima tensione nell'acciaio per l'effetto delle azioni caratteristiche deve rispettare la seguente limitazione.

$$\sigma_{s,\max} \leq 0,8 f_{yk}$$

10 Analisi delle sollecitazioni

10.1 Modello di calcolo

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata a mezzo di un modello agli Elementi Finiti tridimensionale completo della struttura.

In particolare le membrature strutturali (platea, muri e soletta) sono stati schematizzati con elementi finiti a 3 nodi con comportamento flessionale e membranale.

Ai fini dell'analisi dell'interazione terreno-struttura si è utilizzato un modello analitico del sottosuolo alla Winkler che prevede una relazione di tipo lineare tra spostamento e pressione di contatto.

In relazione alle caratteristiche della fondazione ed al livello di carico, il valore del coefficiente di sottofondo assunto è pari a

$$k_w = 0.4 \text{ daN/cm}^3$$

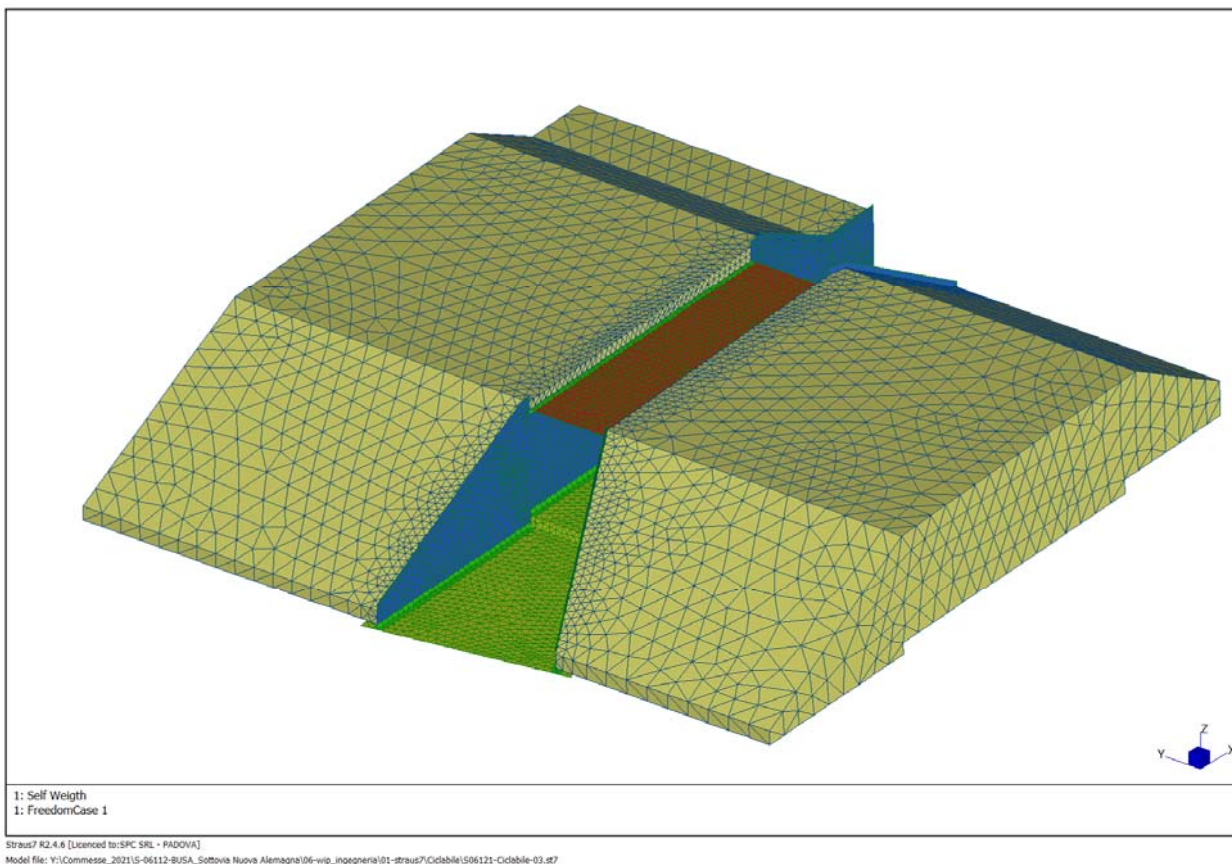


Figura 8: Vista del modello FEM completo del manufatto e dei rilevati

Al fine di una migliore simulazione delle pressioni litostatiche a tergo del muro e delle pressioni orizzontali generate sui paramenti verticali per effetto dei carichi stradali su terrapieno a ridosso del manufatto, si è schematizzato il volume di terreno con elementi tetraedrici a 4 nodi.

Per le condizioni al controno ed in corrispondenza dei muri verticali si è assunto un vincolo fisso agli spostamenti orizzontali. Le reazioni orizzontali sui nodi in tal modo vincolati sono poi state trasferite, cambiate di segno, ai muri verticali.

Il modello quindi non simula l'interazione con il terreno a tergo, ma ne ricostruisce lo stato tensionale litostatico sulla base della effettiva geometria dei rilevati.

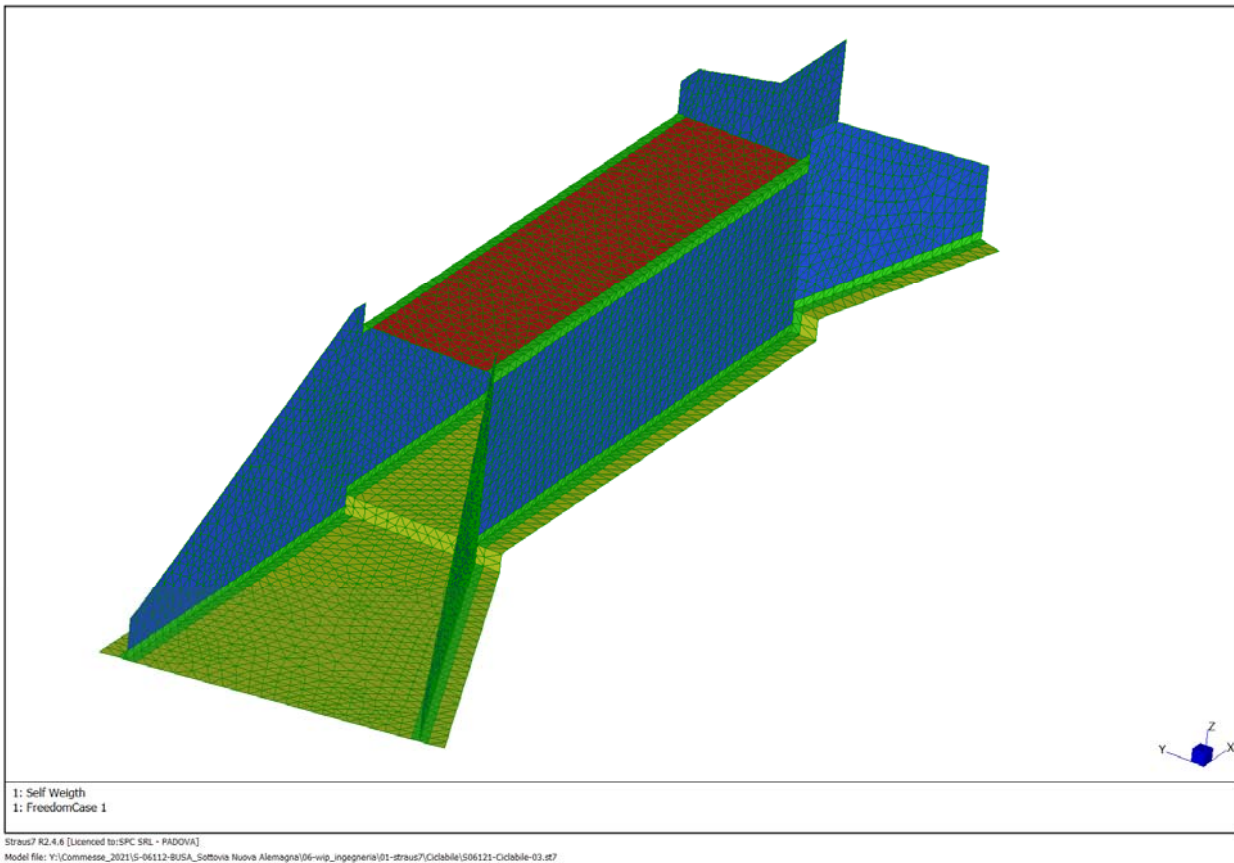


Figura 9: Vista del modello FEM del manufatto in c.a.

La geometria del modello ricostruisce l'effettiva geometria del manufatto. Per le zone di intersezione tra elementi verticali ed orizzontali si è considerato un materiale con modulo elastico fittizio di un ordine di grandezza superiore per considerare la maggior rigidità nella zona di nodo.

Le condizioni elementari di carico utilizzate per l'introduzione nel modello di calcolo delle azioni esterne agenti descritte ai §6e §7 sono i seguenti

10.1.1 LC. 1: Self weigth

Condizione elementare di carico che introduce l'azione gravitazionale come accelerazione $g = 8.91\text{m/s}^2$ agente in direzione -Z

10.1.2 LC. 2: Dead Load

Condizione elementare di carico che introduce l'effetto del sovraccarico permanente g_{2k} come massa non strutturale sulla quale agisce l'accelerazione gravitazionale.

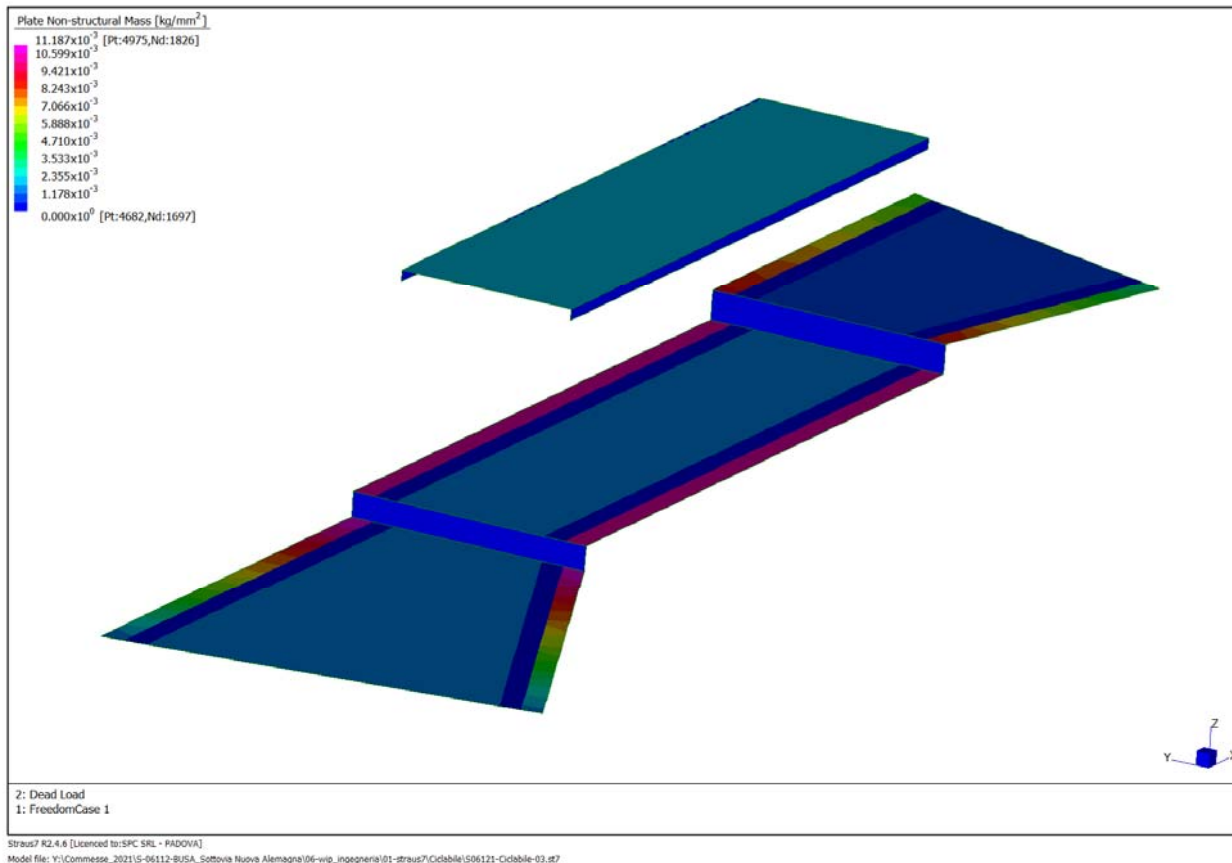


Figura 10: Andamento dei sovraccarichi permanenti su platea e soletta

A favore di sicurezza si considera il ricoprimento massimo di 100 cm agente sull'intero estradosso della soletta per un carico complessivo di

$$G_{2k} = 19.0 \text{ kPa}$$

Ad estradosso della platea si è considerato un sovraccarico uniformemente distribuito pari al valor medio dell peso del ricoprimento. Nello specifico per la platea tra i muri andatori lato Ovest e parte centrale si è considerato un sovraccarico permanente di 13.5 kPa e per quella tra i muri andatori lato Est un sovraccarico permanente di 11.6 kPa.

In corrispondenza della scarpa esterna della platea (di larghezza 50cm) si è coniderato il peso di terreno sovrastante con entità variabile in funzione dell'effettiva altezza gravante

Nello specifico:

- per i muri andatori lato Ovest, il peso di terreno sulla scarpa esterna della platea risulta variabile da 12.4 kPa a 103 kPa

- per la parte centrale, il peso di terreno sulla scarpa esterna della platea si è considerato un valore uniforme pari a 102 kPa
- per i muri andatori lato Est, il peso di terreno sulla scarpa estera della platea risulta variabile da un minimo di 48.5 e 30.4 kPa, rispettivamente per quello lato Nord e lato Sud) ad un massimo di 90kPa

10.1.3 LC4: Seismic +Y

Condizione elementare di carico che introduce l'azione pseudo statica sismica come accelerazione orizzontale in direzione +Y (di valore $a_{g_{max}}$ definito in §7.9) agente sia sulle masse strutturali che non strutturali (per quest'ultime vedi §10.1.2.).

Il terreno gravante sulla scarpa esterna della platea (di larghezza 50cm) è stato schematizzato come massa non strutturale solidale ai muri verticali per un valore di 950 kN/mq.

Il riempimento sopra la soletta è stato considerato come massa non strutturale per un valore uniforme di 1900 kg/mq con una eccentricità della massa di 75cm rispetto al piano medio della soletta.

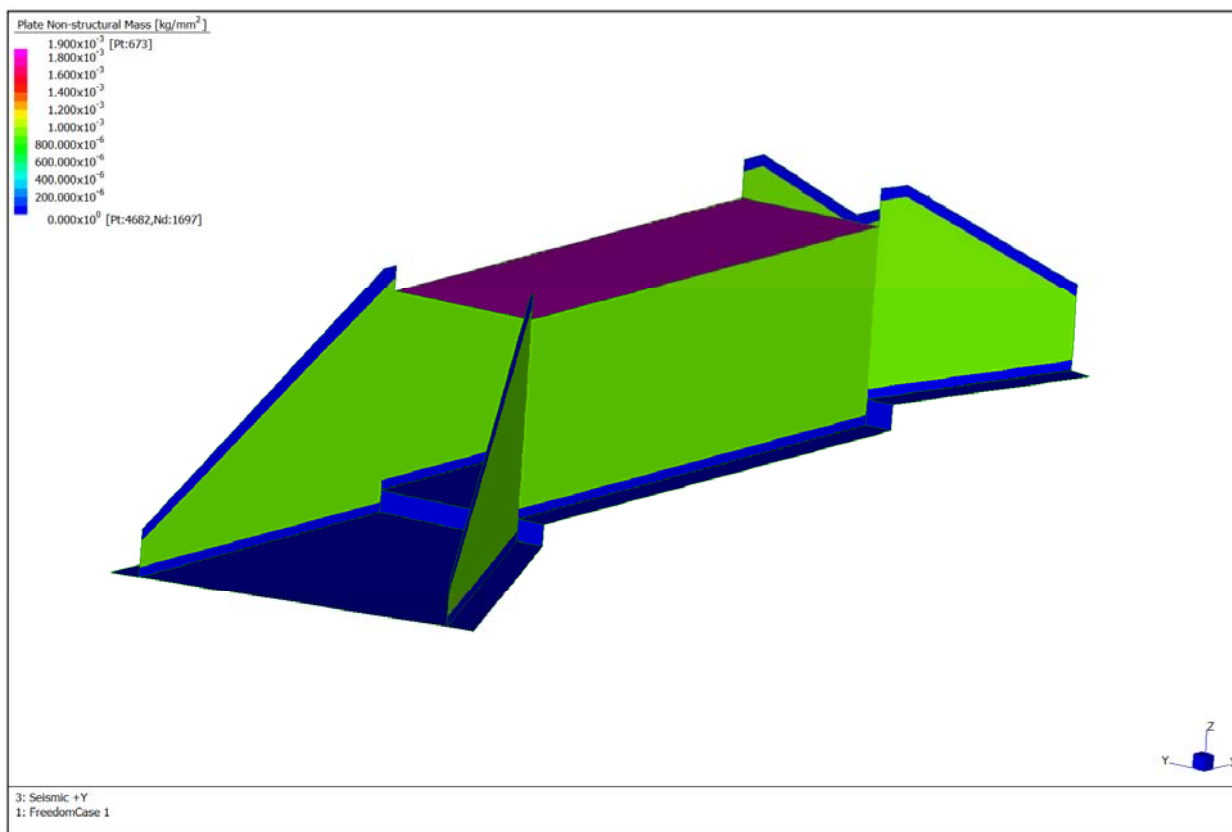


Figura 11: Distribuzione delle masse non strutturali (sovraccarichi permanenti) per la condizione di carico sismica

Poiché la spinta di Wood è direttamente proporzionale all'altezza del terreno dall'intradosso platea, si sono considerati dei valori di pressione variabili e decrescenti sui muri andatori procedendo verso l'esterno: in particolare

- per i muri andatori lato Ovest: spinta variabile da 5.9 kPa a 27.4 kPa
- per la parte centrale, spinta uniforme pari a 27.4 kPa
- per i muri andatori lato Est, spinta variabile da un minimo di 14.8 e 10.5 kPa, rispettivamente per quello lato Nord e lato Sud) ad un massimo di 27.4 kPa

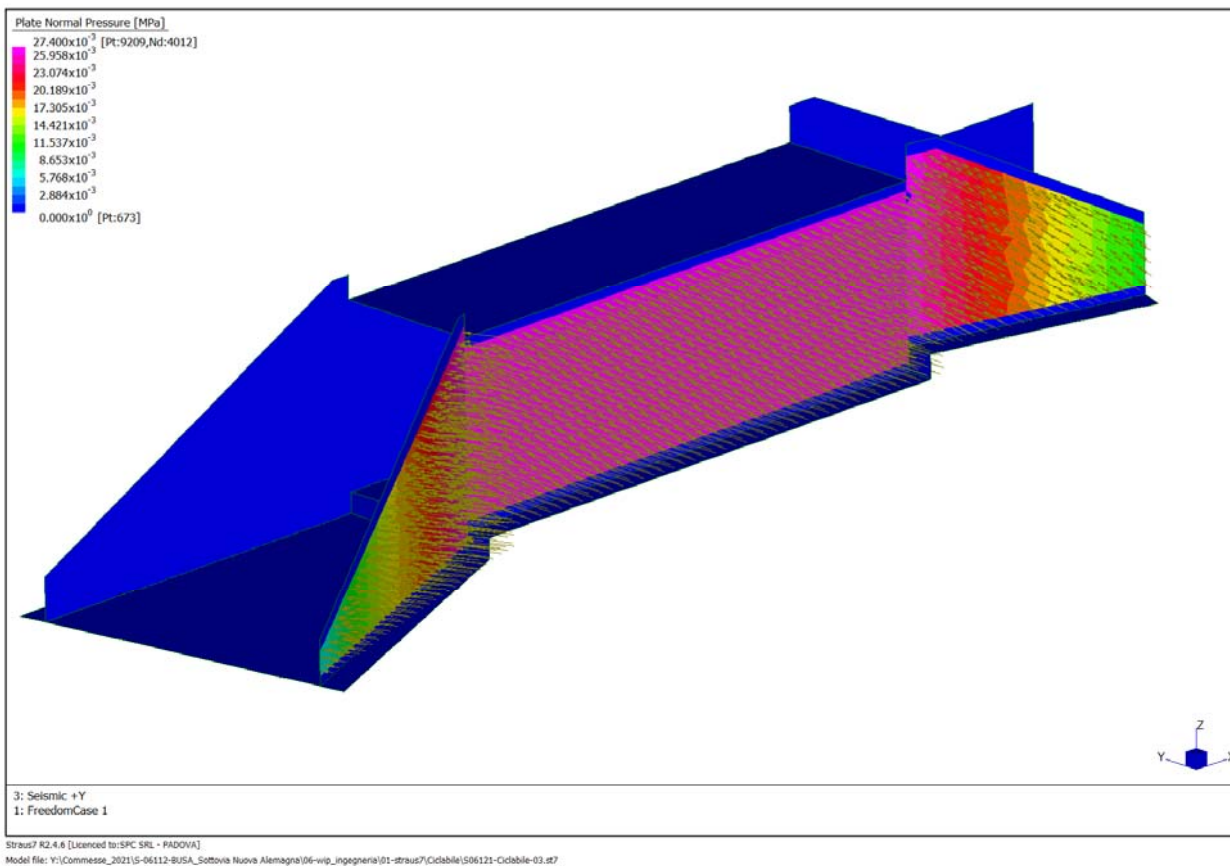


Figura 12: Andamento delle sovrappressioni pressioni di Wood per azione sismica in direzione +Y

Al fine di massimizzare gli effetti dell'azione sismica, l'azione della sovrappinta sismica viene considerata agente un una sola parete e nella fattispecie quella lato -Y.

10.1.4 LC5: Seismic -Y

Condizione elementare di carico che introduce l'azione pseudo statica sismica come accelerazione orizzontale in direzione -Y. Le modalità di introduzione di tali azioni sul modello sono analoghe a quelle della LC4: Seismic+Y, con la differenza che l'accelerazione orizzontale agisce nella direzione opposta. La configurazione delle masse non strutturali associate a tale condizione di carico sono le medesime.

Coerentemente a quanto sopra detto, l'azione della sovrappinta di Wood per sisma in direzione -Y è applicata alla parete su lato +Y.

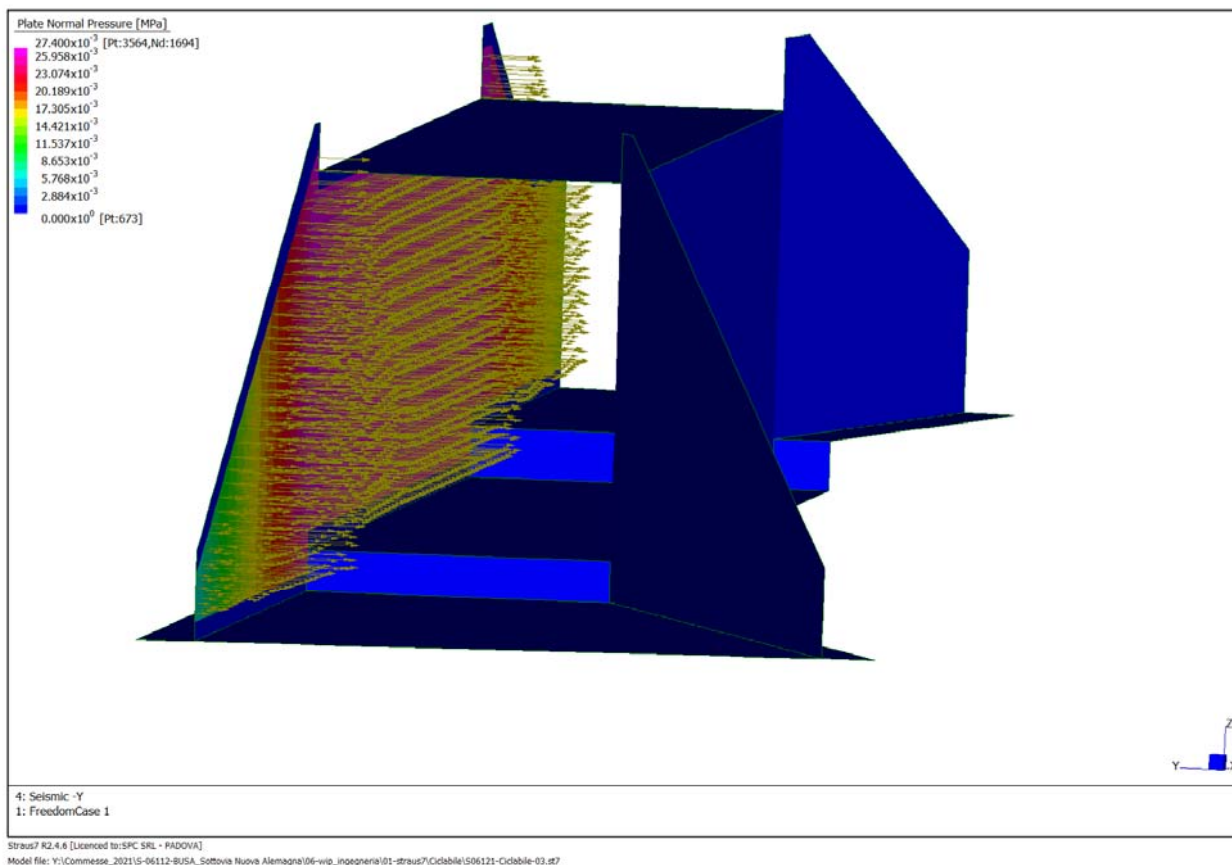


Figura 13: Andamento delle sovrappressioni pressioni di Wood per azione sismica in direzione -Y

10.1.5 LC 5: Traffic: Schema 1 Tandem

Condizione elementare di carico che introduce lo schema di carico 1 con carico Tandem schematizzato come pressione su impronta opportunamente aumentata per diffusione attraverso il riempimento ed il semispessore della soletta.

Poiché si è considerato una altezza di riempimento uniforme su tutta la larghezza del manufatto ed avendo trascurato la presenza dei cordoli, la posizione più gravosa della corsia 1 è sul lato Est (più vicina al bordo libero rispetto al lato opposto), come rappresentato in Figura 5.

Al fine di determinare le massime sollecitazioni di flessione e taglio sulla soletta, si considerano 3 posizioni differenti di del carico tandem: uno in mezzeria (Posizione 1) e due in prossimità degli appoggi (Posizione 2 e 3).

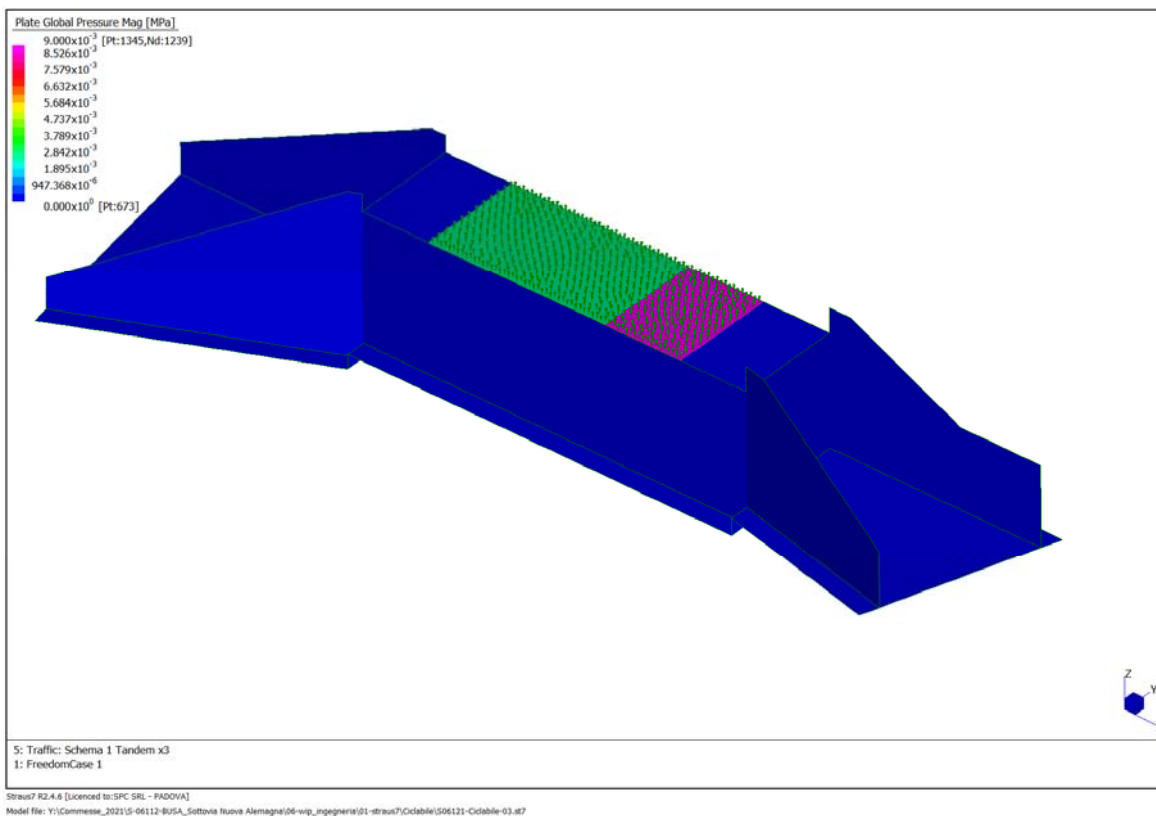


Figura 14: Carico uniformemente distribuito sulla careggiata per lo schema di carico 1

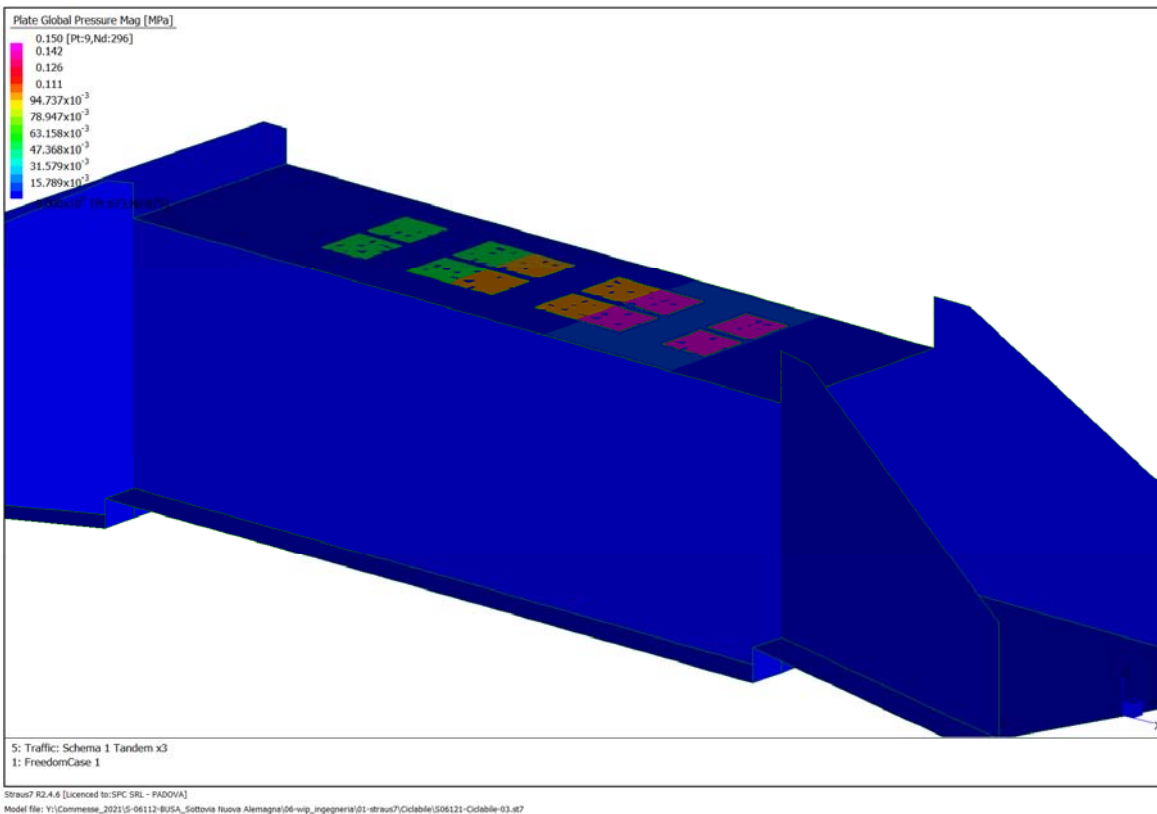


Figura 15: Schema di carico 1: Tandem in mezzeria: Posizione 1

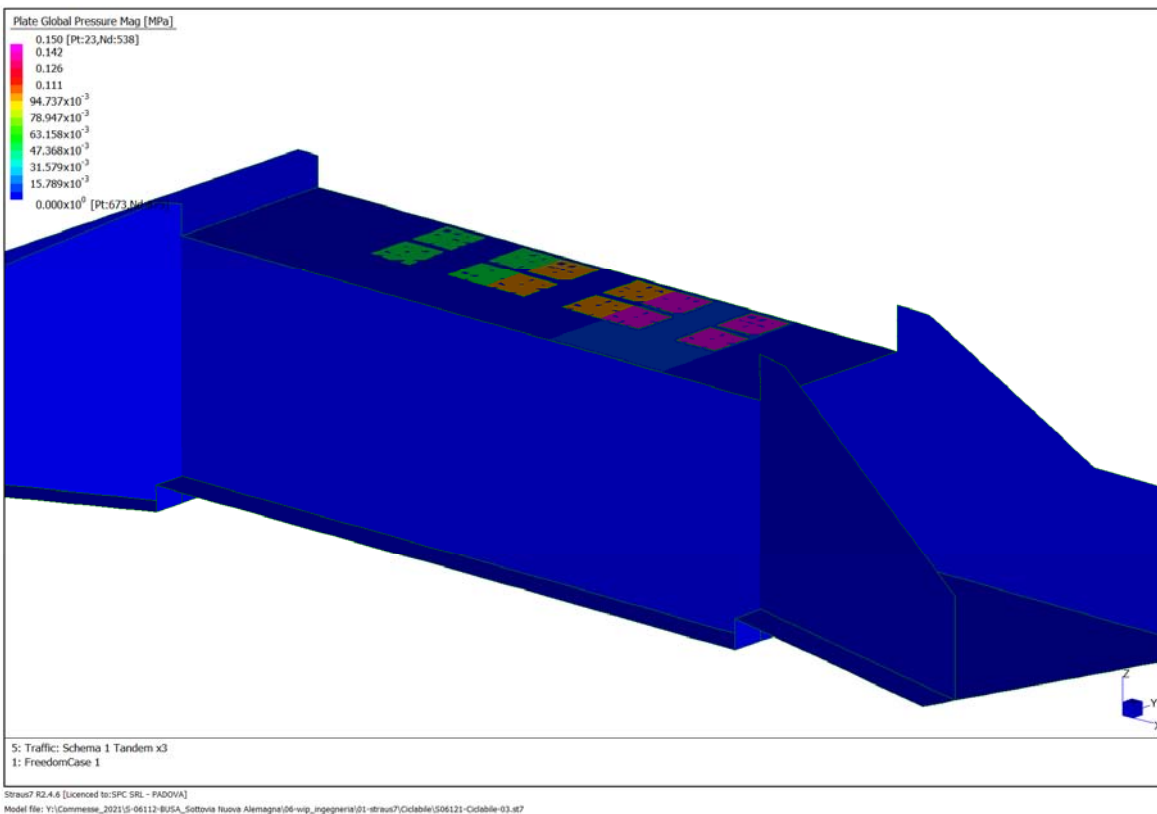


Figura 16: Schema di carico 1: Tandem in prossimità muro +Y: Posizione 2

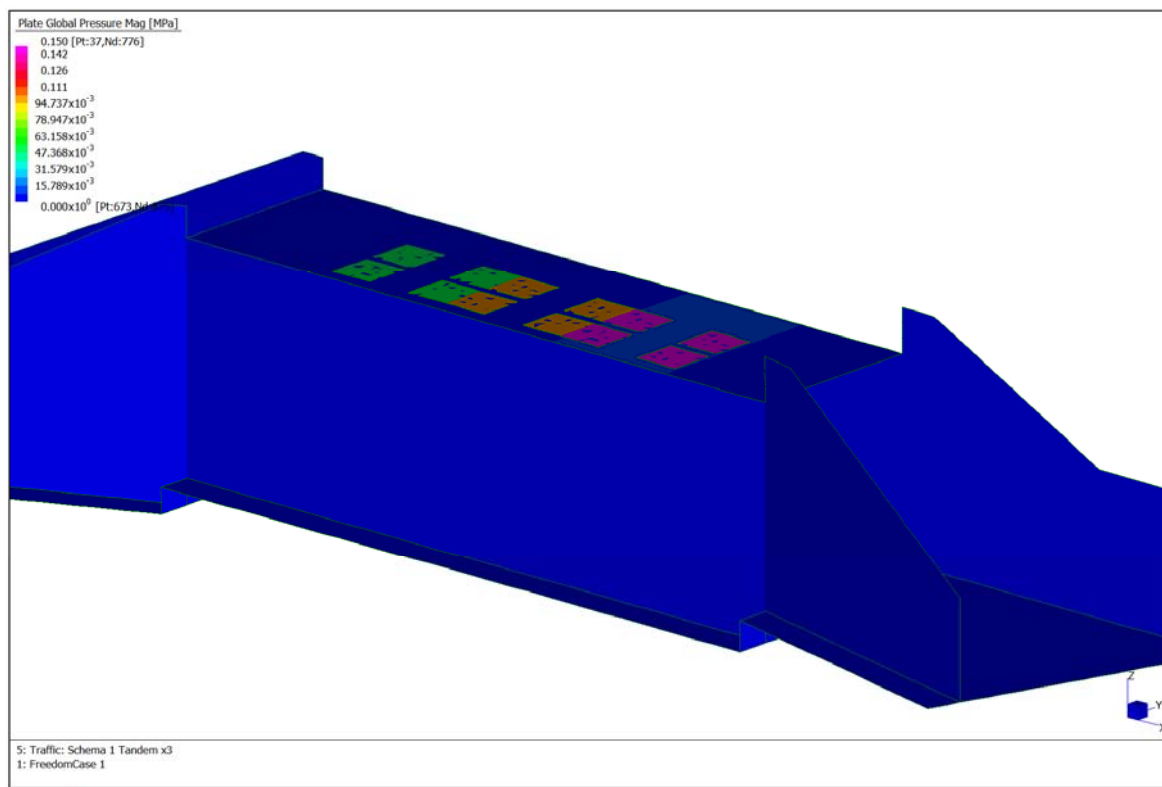
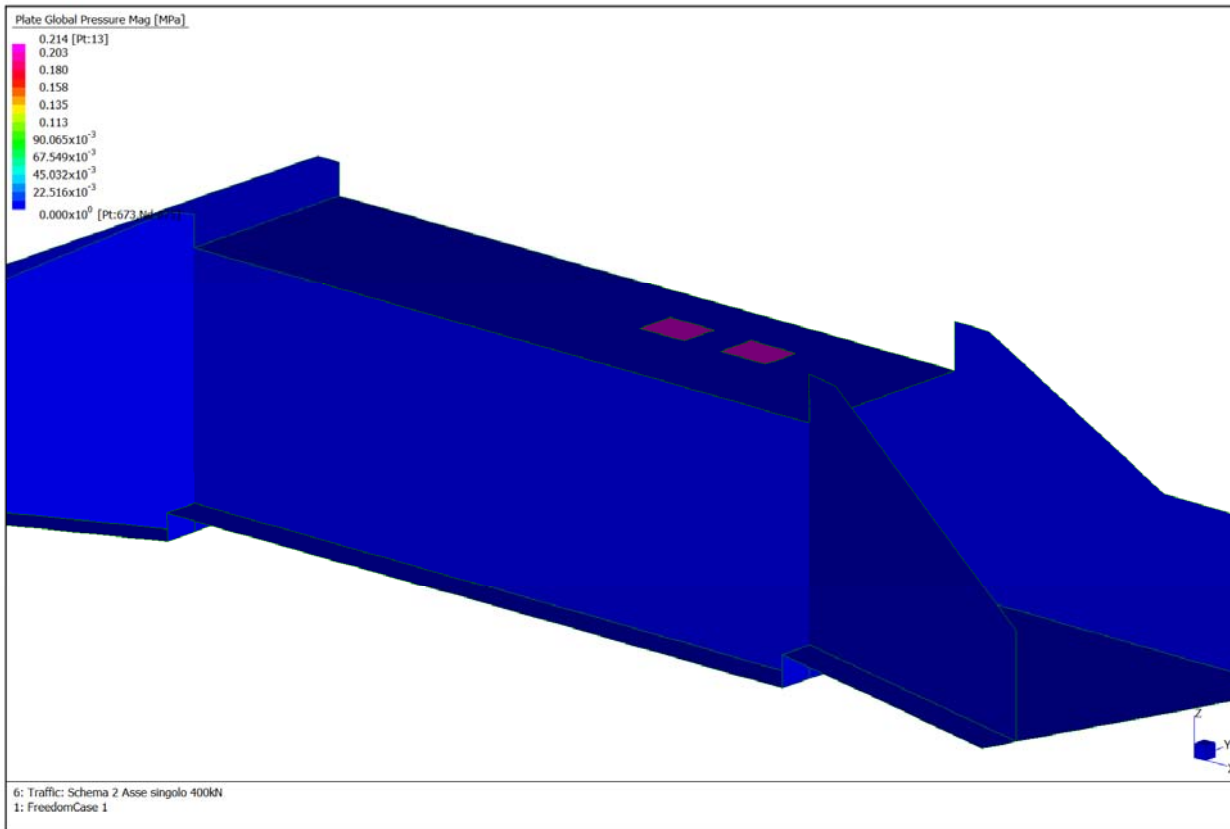


Figura 17: Schema di carico 1: Tandem in prossimità muro -Y: Posizione 3

10.1.6 LC 6: Traffic: Schema 2 Asse singolo 400kN

Condizione elementare di carico che introduce lo schema di carico 2 con carico da asse singolo schematizzato come pressione su impronta opportunamente aumentata per diffusione attraverso il riempimento ed il semispessore della soletta.

Al fine di determinare le massime sollecitazioni di flessione e taglio sulla soletta, si considerano 3 posizioni differenti di del carico tandem: uno in mezzeria (Posizione 1) e due in prossimità degli appoggi (Posizione 2 e 3)



Straus7 R2.4.6 [Licensed to: SPC SRL - PADOVA]
Model file: Y:\Commesse_2021\5-06112-BUSA_Sottovia Nuova Alemagna\06-wip_ingegneria\01-straus7\Cidabile\506121-Cidabile-03.at7

Figura 18: Posizione del carico di schema 2 (Singolo asse) in mezzeria della corsia 1 (Posizione 1)

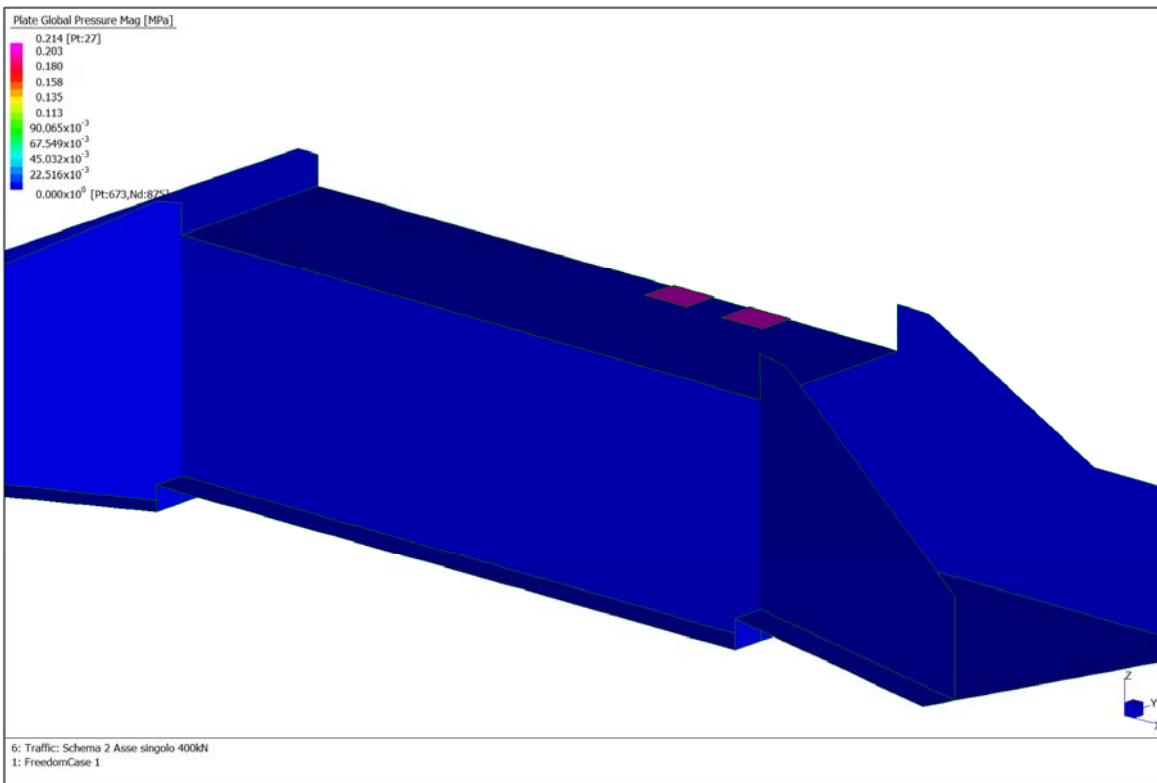


Figura 19: Posizione del carico di schema 2 (Singolo asse) in prossimità del muro +Y della corsia 1 (Posizione 2)

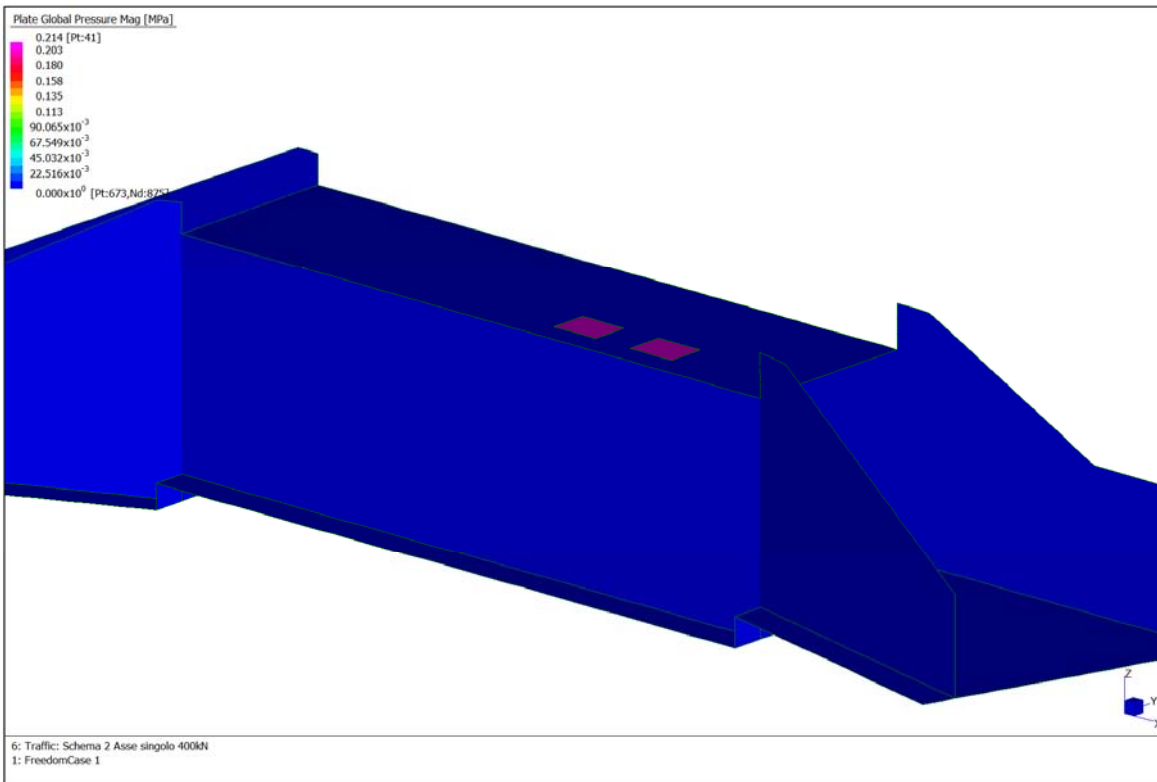
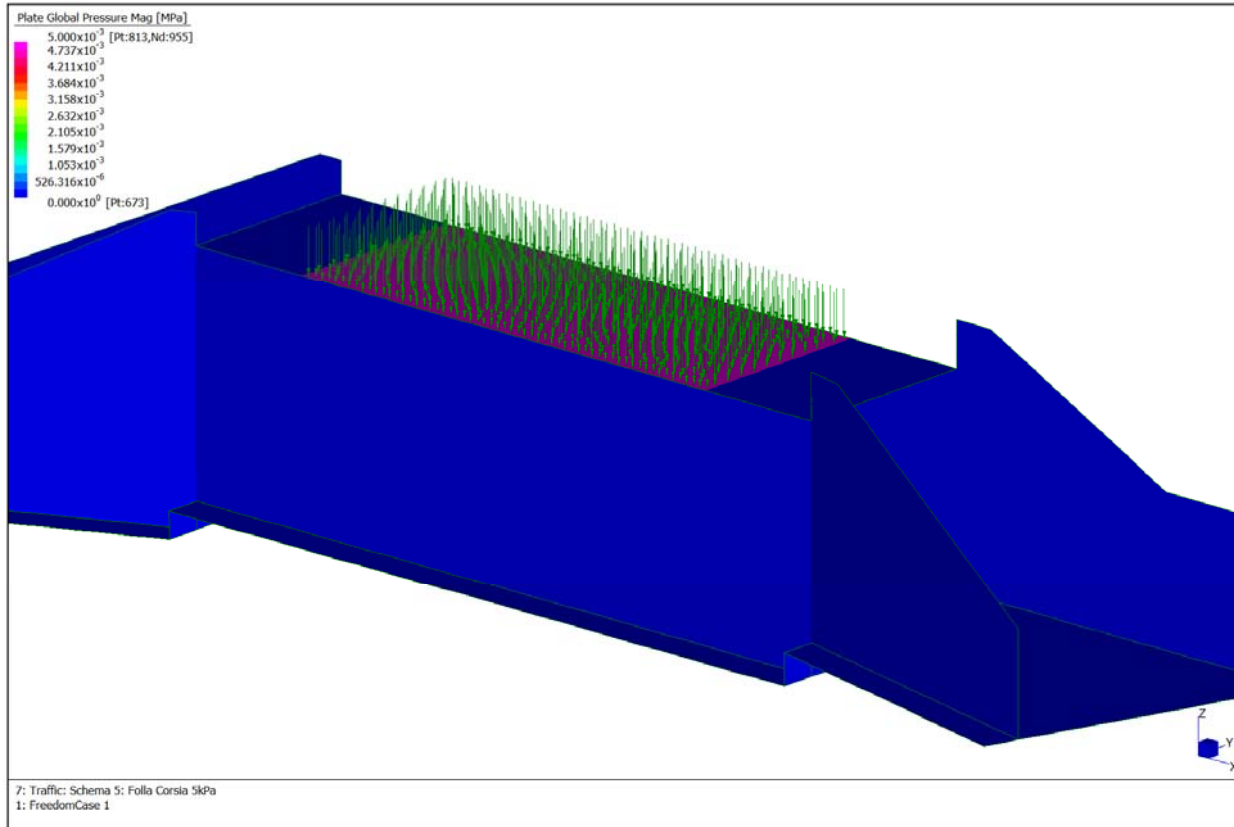


Figura 20: Posizione del carico di schema 2 (Singolo asse) in prossimità del muro -Y della corsia 1 (Posizione 3)

10.1.7 LC 7: Traffic: Schema 5: Folla corsia 5 kPa

Condizione elementare di carico che introduce lo schema di carico 5 corrispondente ad una azione uniformemente distribuita sulla superficie della careggiata per un valore di 5 kPa

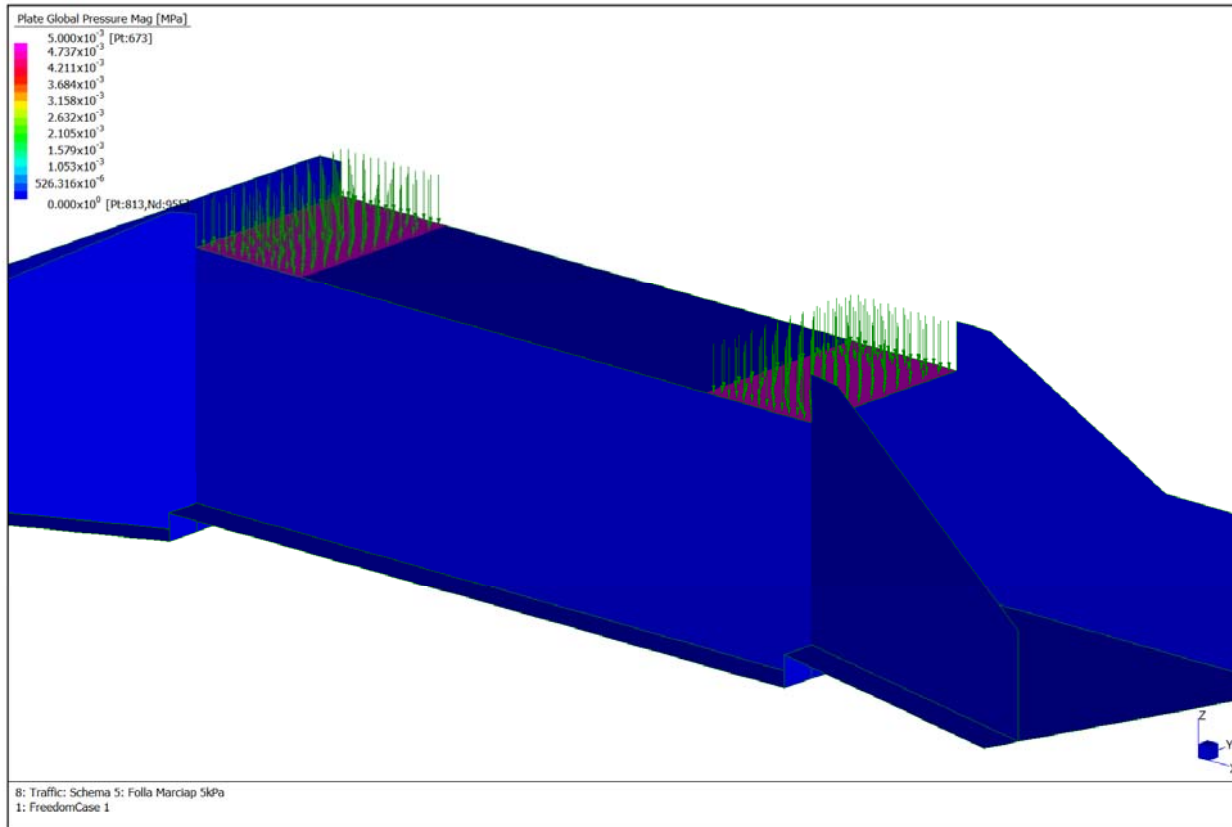


Straus7 R2.4.6 [Licensed to:SPC SRL - PADOVA]
Model file: Y:\Commesse_2021\5-06112-BUSA_Sottovia Nuova Alemagna\06-wip_ingegneria\01-straus7\Cidabile\506112-Cidabile-03.at7

Figura 21: Schema di carico 5: pressione uniformemente distribuita pari a 5 kPa sulla superficie della careggiata

10.1.8 LC8: Traffic: Schema 5 Folla marciapiedi

Condizione elementare di carico che introduce una pressione uniformemente distribuita sulla superficie della soletta esterna all'ingombro della careggiata.



Straus7 R2.4.6 [Licenced to:SPC SRL - PADOVA]
Model file: Y:\Commesse_2021\5-06112-BUSA_Sottovia Nuova Alemagna\06-wip_ingegneria\01-straus7\Ciclabile\506121-Ciclabile-03.st7

Figura 22: Schema di carico 5: pressione uniformemente distribuita pari a 5 kPa sulla superficie della soletta esterna della careggiata

10.1.9 LC9: Traffic: Frenamento corsia 1 (371 kN)

Condizione elementare di carico che introduce l'azione di frenamento di 371 kN, definita al §6.3, come pressione uniformemente distribuita in direzione orizzontale.

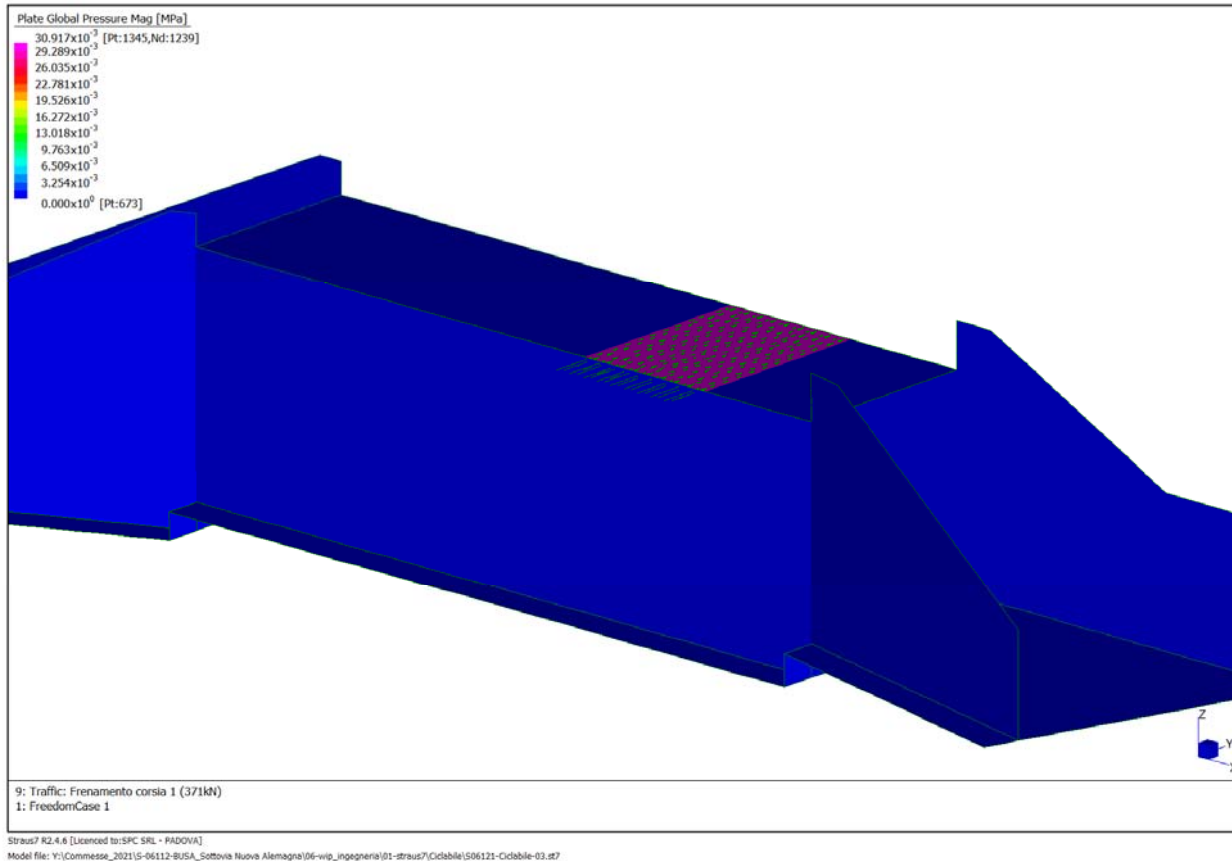


Figura 23: Schema di carico 3: azione di frenamento sulla corsia 1 introdotta come pressione uniformemente distribuita orizzontale

10.1.10 LC10: Litostatic Earth Pressure

Condizione elementare di carico che introduce l'azione litostatica sulle pareti come pressione con andamento crescente con la profondità. La pressione litostatica agente sulle pareti viene valutata considerando un peso di volume saturo del terreno pari a $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ ed un coefficiente di spinta orizzontale corrispondente a quello a riposo $k_0 = 0.5$.

La pressione sulle pareti verticali risulta quindi :

$$p_t = \gamma z K_0$$

essendo z la profondità.

Poiché il terreno a tergo dei muri non ha antezza uniforme, la pressione litostatica assume un andamento variabile. Al fine di una più precisa identificazione dell'andamento della pressione litostatica si è approntato un modello ad elementi finiti tridimensionale con schematizzazione del volume di terreno del rilevato con elementi tipo tetraedrici a 4 nodi. Il legame costitutivo è di tipo elastico (caratterizzato da un modulo elastico di $E=25\text{MPa}$ $\nu=0.3$) con l'attribuzione di un coefficiente di prestress nelle due direzioni orizzontali pari a 0.5 volte la pressione verticale in modo da simulare l'azione della spinta a riposo delle terre.

Per le condizioni al contorno si è assunto una condizione di vincolo agli spostamento orizzontali.

In questo modo si è ricostruito lo stato tensionale litostatico a riposo dal quale sono state estratte le reazioni nodali dei nodi in corrispondenza dei muri verticali e ad essi applicate cambiate di segno.

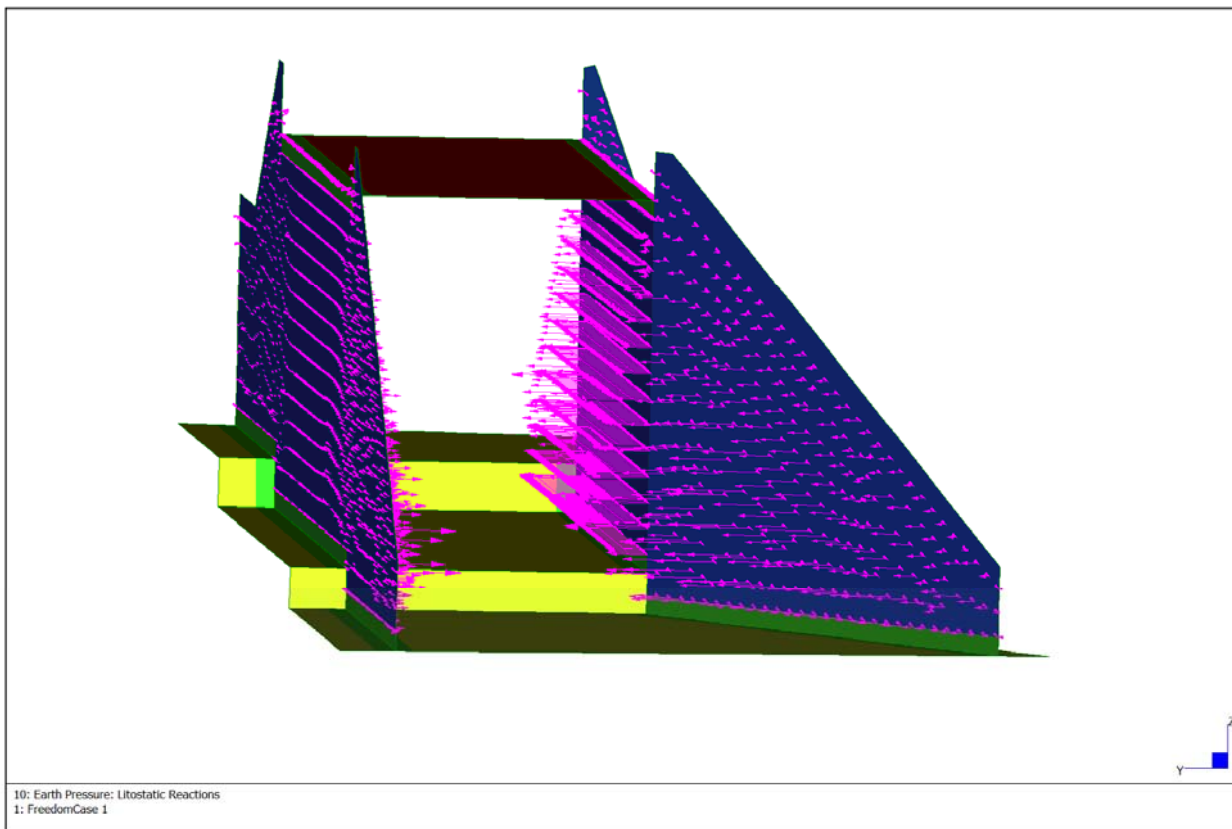


Figura 24: Azione di spinta orizzontale per effetto della pressione litostatica trasferita dal terreno a tergo dei muri

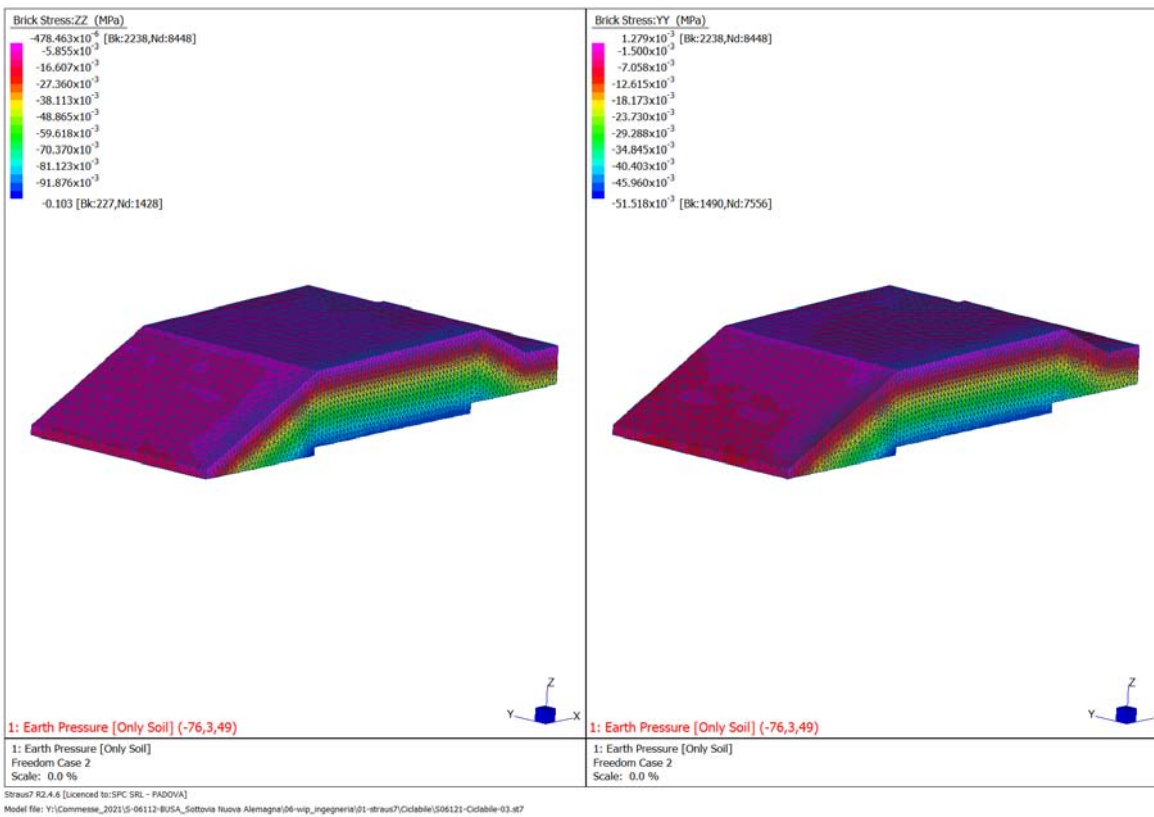


Figura 25: Rilevato lato Nord: andamento delle pressioni verticali (ad SX) ed orizzontali litostatiche (a DX) con $k_0 = 0.5$

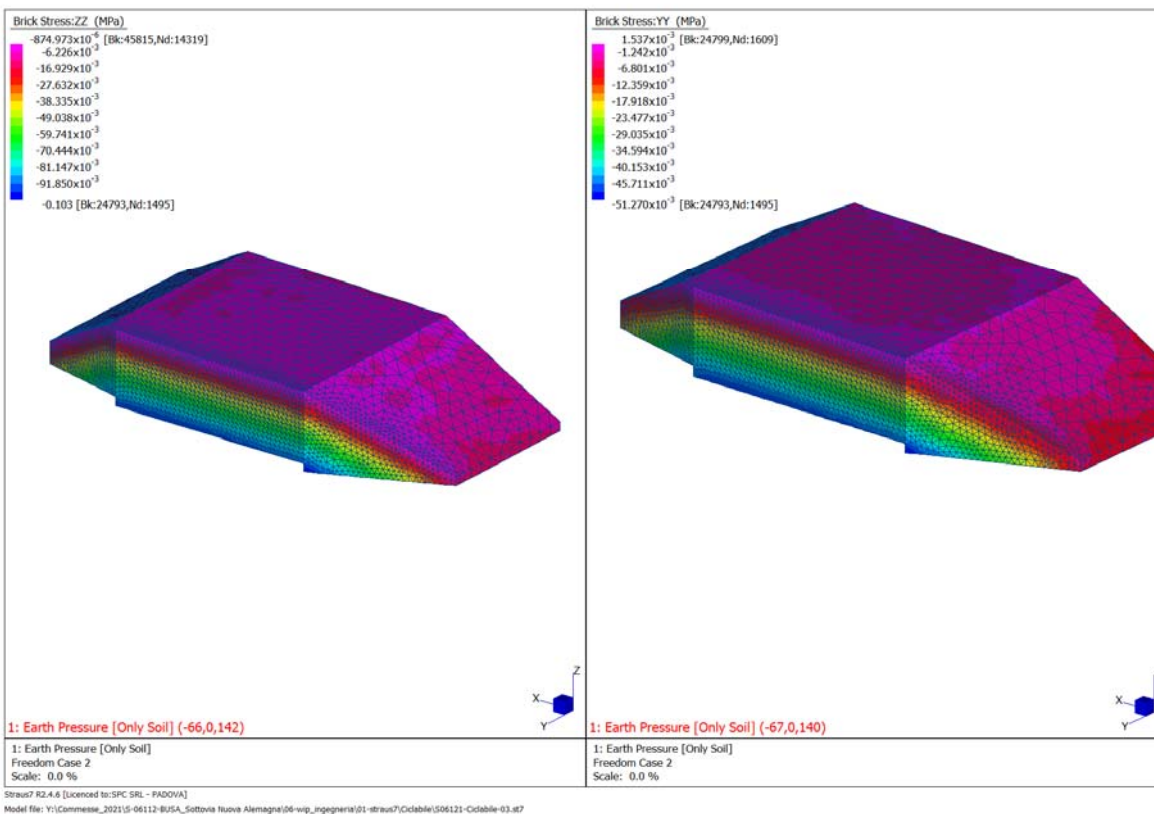


Figura 26: Rilevato lato SUD: andamento delle pressioni verticali (ad SX) ed orizzontali litostatiche (a DX) con $k_0 = 0.5$

10.1.11 LC11: Earth Pressure: Traffic: Scheme 1 Embank +Y Earth Reactions

Condizione elementare di carico che introduce l'azione orizzontale di spinta del terreno sulle pareti verticali del manufatto per effetto dei carichi stradali sul terrapieno

La determinazione delle azioni generate da questa particolare condizione è stata effettuata utilizzando un sottomodello FEM del volume di terreno nella sua effettiva configurazione geometrica implementato con l'utilizzo di elementi tridimensionali tetraedrici a 4 nodi.

Il terreno è schematizzato come continuo elastico e le condizioni al contorno sono rappresentate da vincoli fissi per i DOF traslazionali X ed Y delle superfici verticali e vincoli fissi per tutti i DOF traslazionali per la superficie di fondo. I carichi dello schema 1 sono stati introdotti come pressioni uniformi sulle impronte di carico opportunamente aumentate per considerare la diffusione attraverso la soletta del piano stradale.

I carichi di schema 1 uniformemente distribuiti sulla carreggiata sono invece introdotti come pressione.

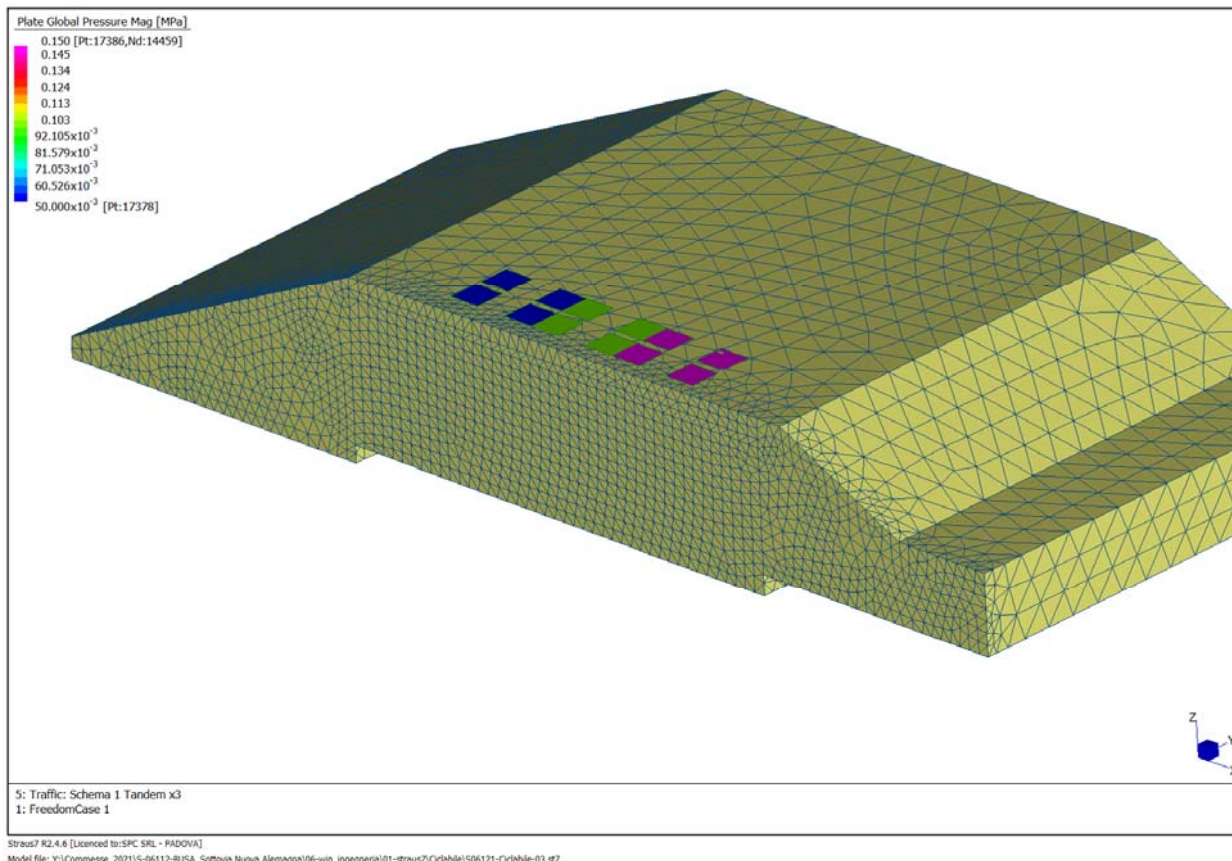


Figura 27: Sottomodello per la determinazione delle reazioni vincolari offerte dai muri verticali del terrapieno per effetto dei carichi stradali

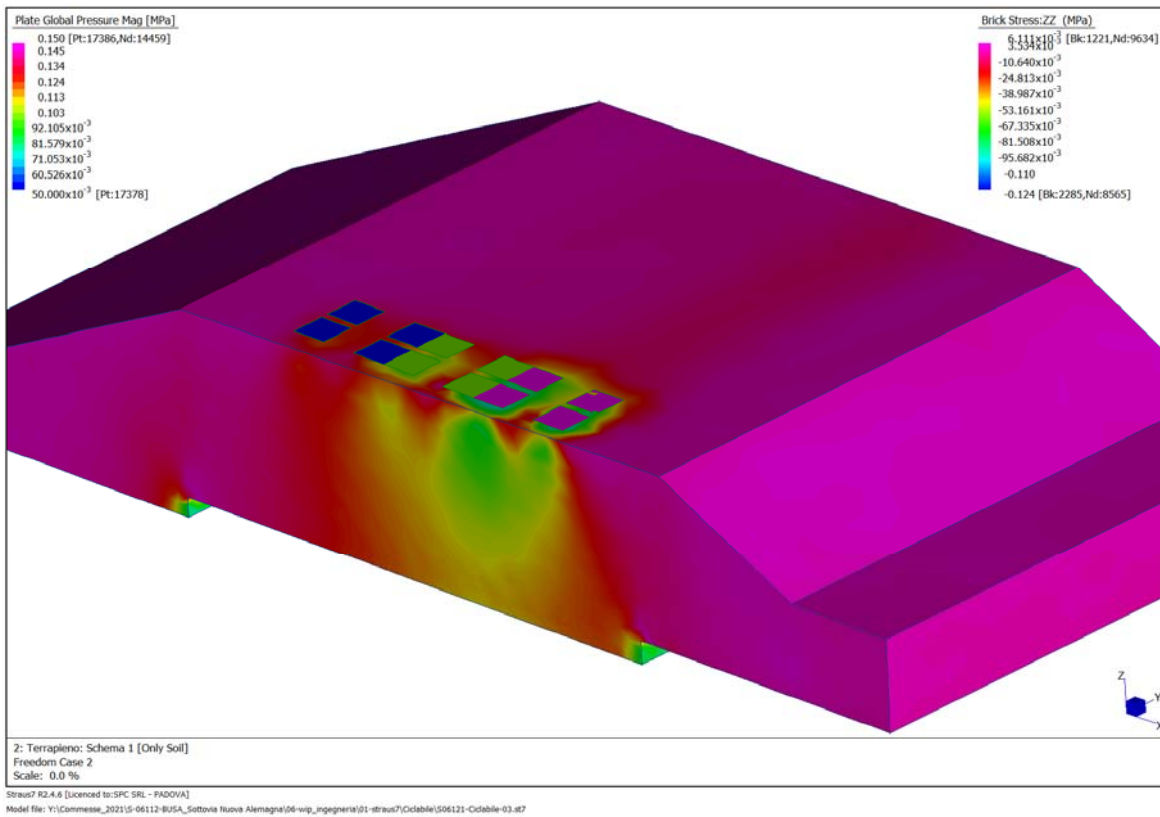


Figura 28: Tensioni verticali sul terreno per effetto dei carichi stradali di schema 1 con carico tandem in prossimità del muro +Y

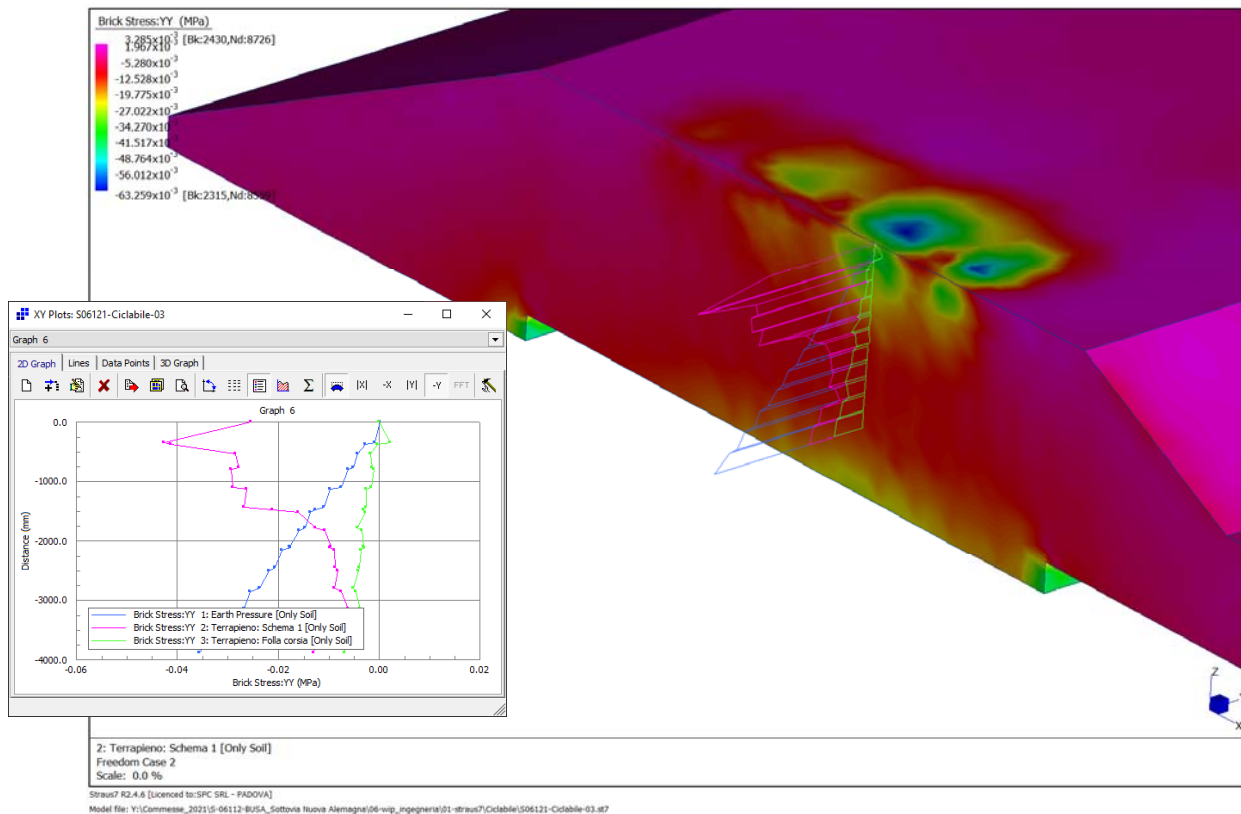
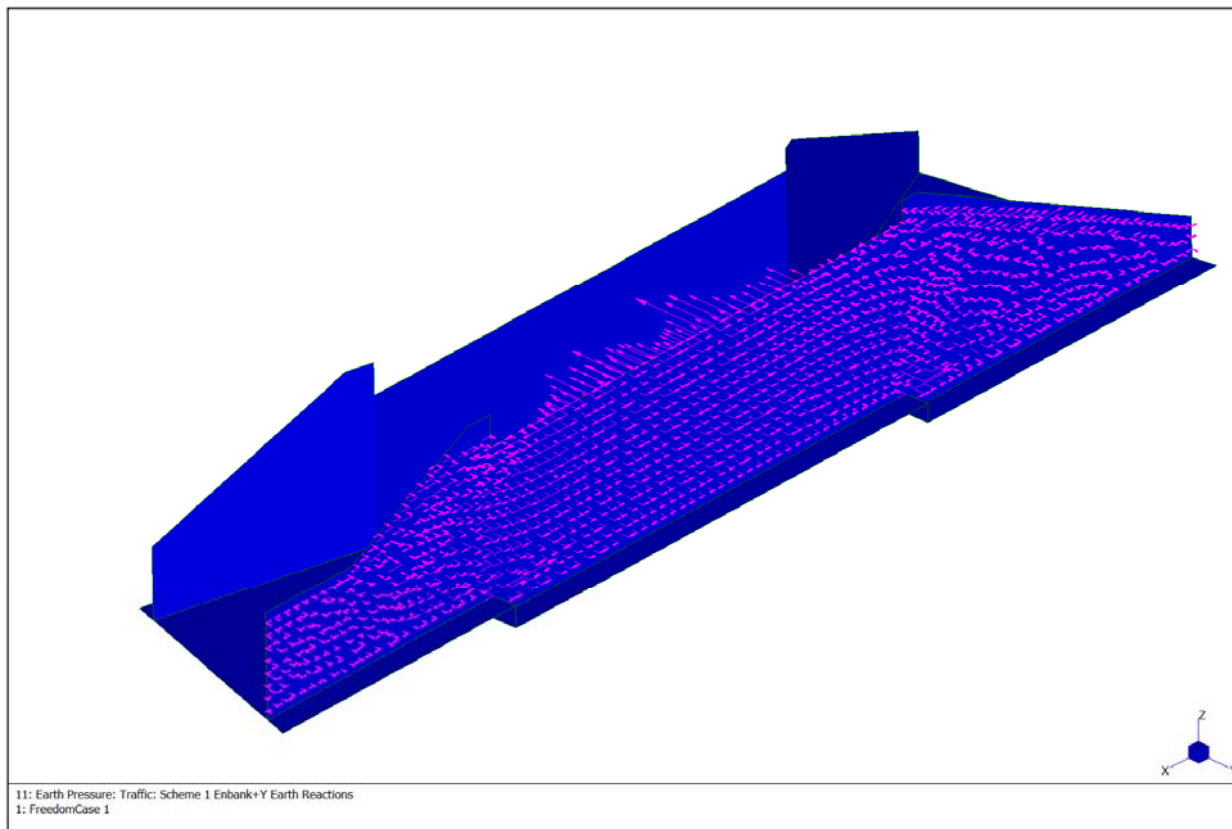


Figura 29: Tensioni orizzontali sul terreno per effetto dei carichi stradali di schema 1 con carico tandem in prossimità del muro +Y



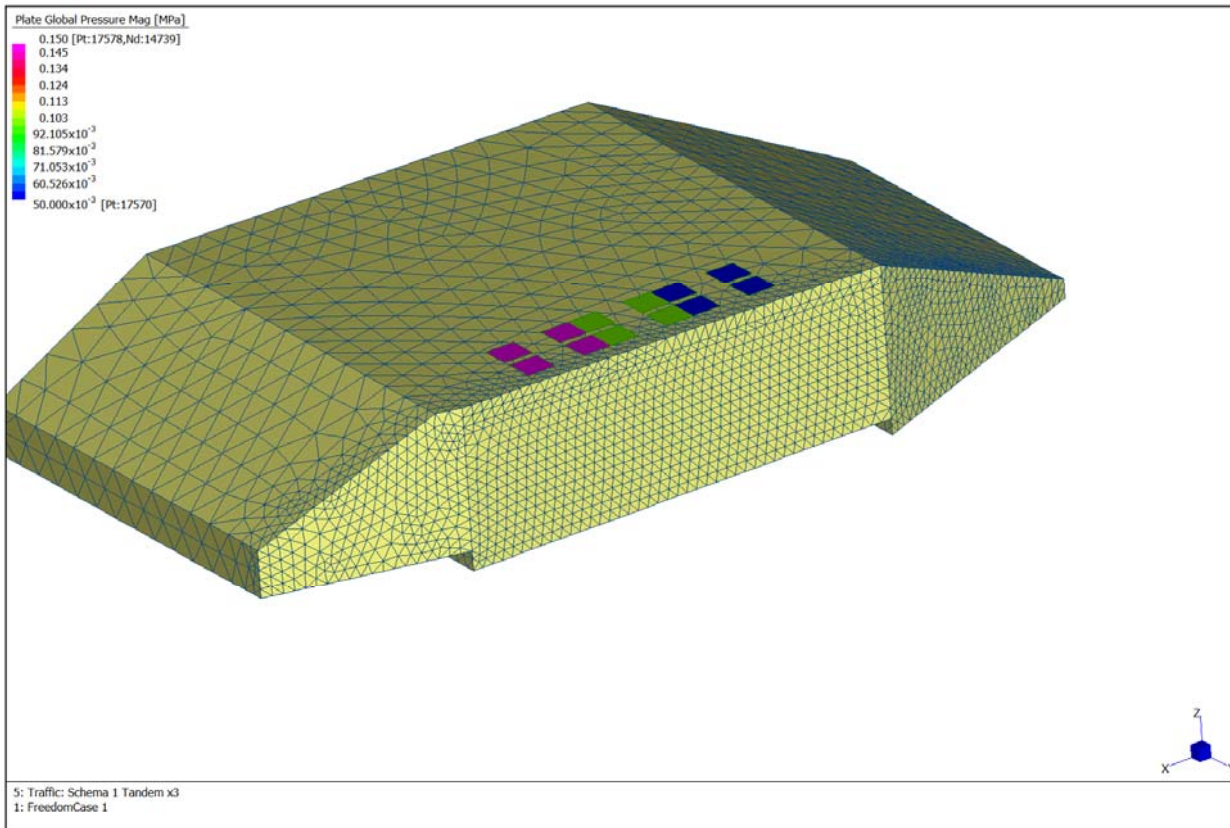
Strus7 R2.4.4 [licensed to: SFC SRL - PADOVA]
Model file: Y:\Commesse_2021\5-06112-80USA_Sottovia Nuova Alemagna\06-wip_ingegneria\01-strus7\Cidabile\506112-Cidabile-03.st7

Figura 30: Azioni sulla parete +Y del manufatto determinate dalle reazioni vincolari del sottomodello del volume di terreno a tergo del muro sottoposto alle azioni di traffico veicolare di schema 1

10.1.12 LC11: Earth Pressure: Traffic: Scheme 1 Embank -Y Earth Reactions

Condizione elementare di carico che introduce l'azione orizzontale di spinta del terreno sulle pareti verticali del manufatto per effetto dei carichi stradali sul terrapieno

Similare alla condizione di carico precedente con la differenza che il sottomodello considera i carichi stradali di schema 1 sul terrapieno a ridosso del muro -Y.



Straus7 R2.4.6 [Licensed to:SPC SRL - PADOVA]
Model file: Y:\Commesse_2021\5-06112-BUSA_Sottovia Nuova Alemagna\06-wip_ingegneria\01-straus7\Cidabile\506121-Cidabile-03.at7

Figura 31: Sottomodello per la determinazione delle reazioni vincolari offerte dai muri verticali del terrapieno per effetto dei carichi stradali

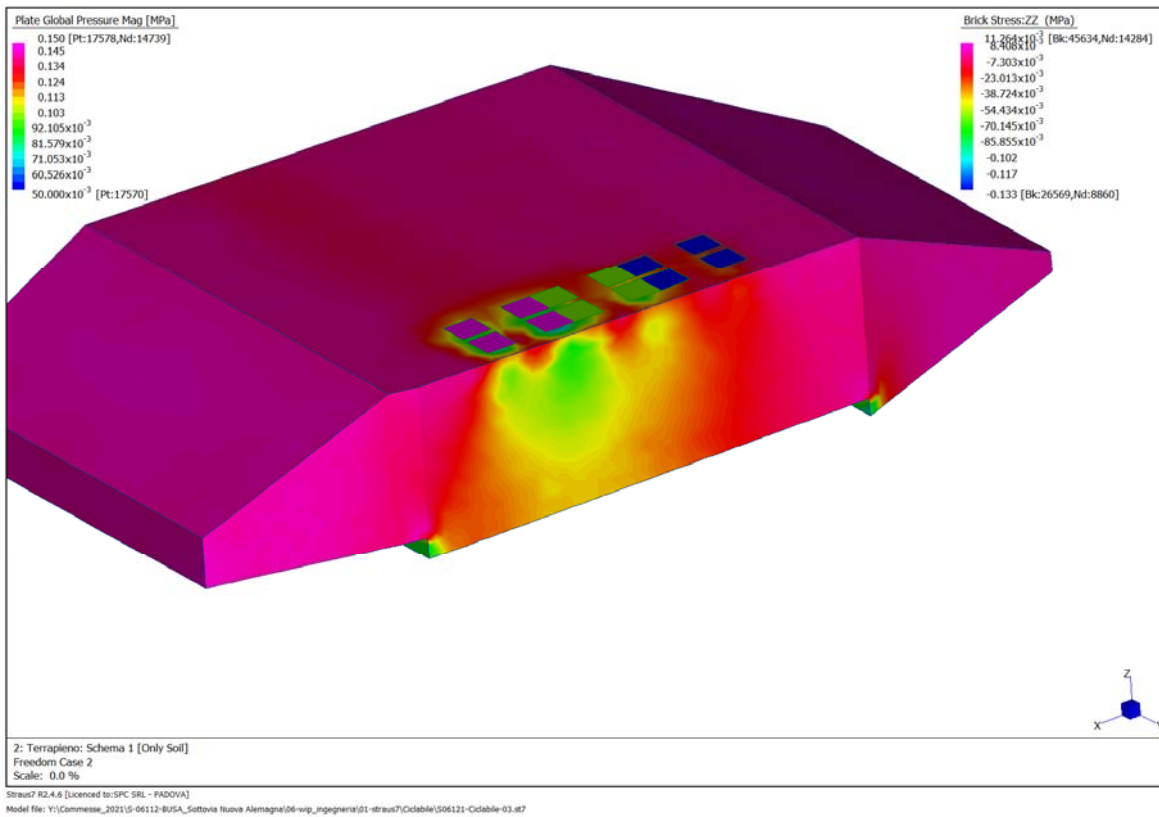


Figura 32: Tensioni verticali sul terreno per effetto dei carichi stradali di schema 1 con carico tandem in prossimità del muro -Y

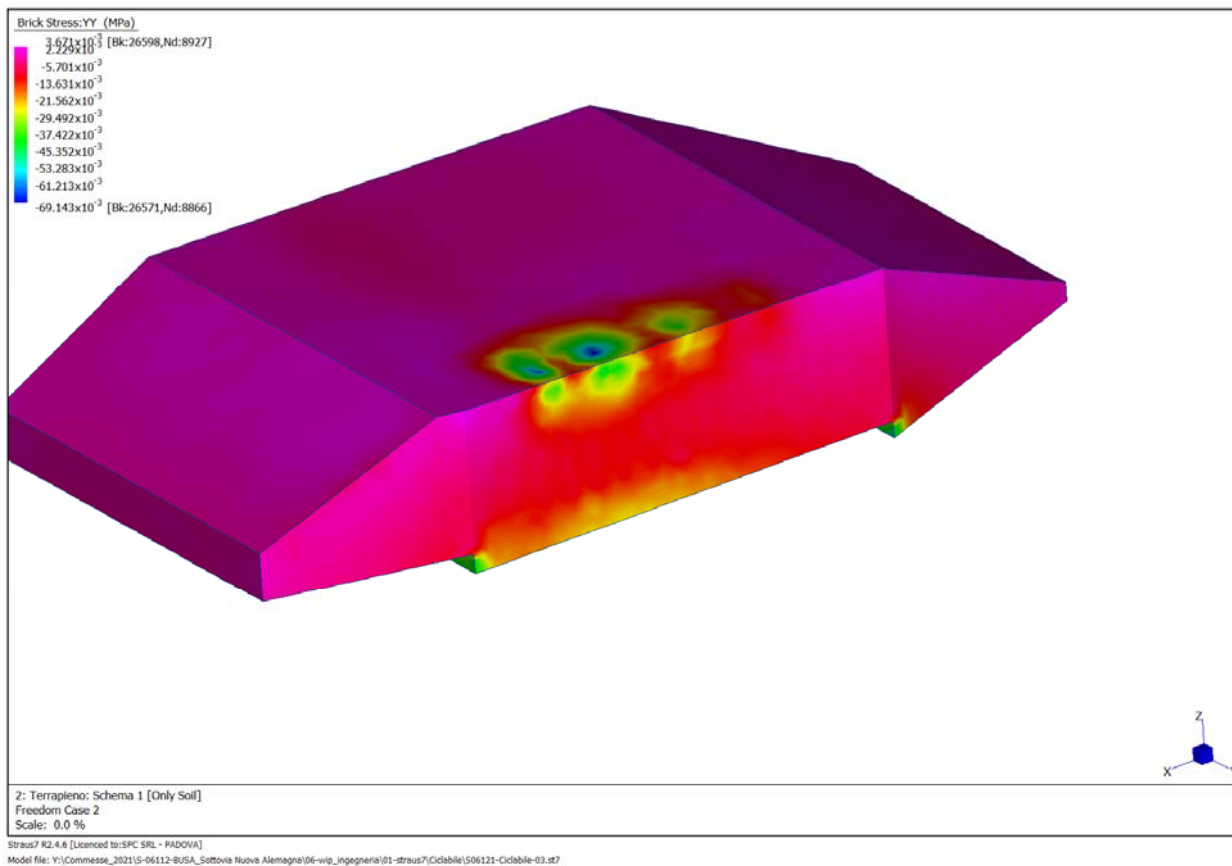


Figura 33: Tensioni orizzontali sul terreno per effetto dei carichi stradali di schema 1 con carico tandem in prossimità del muro -Y

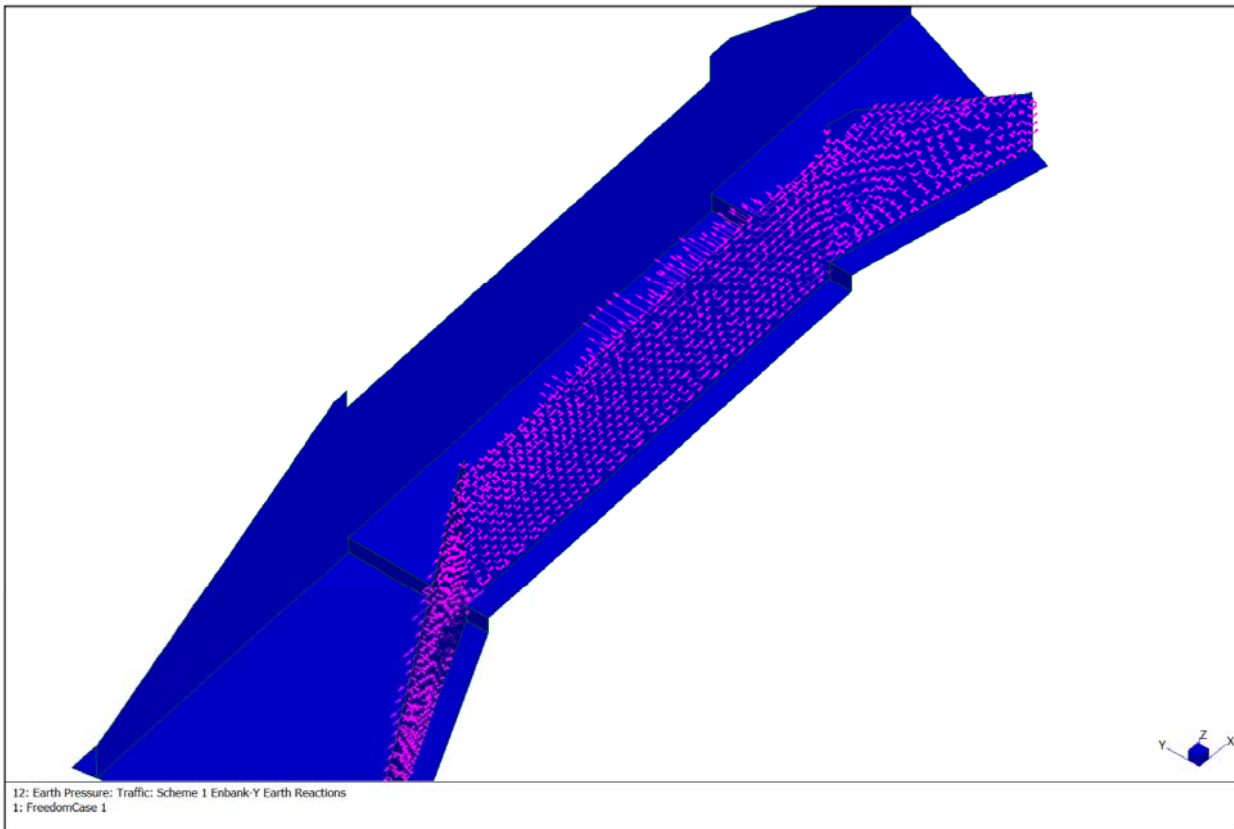


Figura 34: Azioni sulla parete -Y del manufatto determinate dalle reazioni vincolari del sottomodello del volume di terreno a tergo del muro sottoposto alle azioni di traffico veicolare di schema 1

10.2 Combinazioni di carico

In accordo con le regole di combinazioni dei carichi riportate al § 8, gli effetti delle singole condizioni elementari di carico implementate nel modello sono state combinate in modo da ottenere le configurazioni di carico che generano le massime sollecitazioni.

Per i carichi in Posizione 1 (Carichi concentrati in mezzeria) ed in posizione 2 e 3 (carichi concentrati in prossimità degli appoggi) si sono considerate le seguenti combinazioni di carico

	1: Self Weigth	2: Dead Load	3: Seismic +Y	4: Seismic -Y	5: Traffic: Schema 1 Tandem x3	6: Traffic: Schema 2 Asse singolo 400kN	7: Traffic: Schema 5: Folla Corsia 5kPa	8: Traffic: Schema 5: Folla Marciap 5kPa	9: Traffic: Frenamento corsia 1 (371kN)	10: Earth Pressure: Litostatic Reactions	11: Earth Pressure: Traffic: Scheme 1 Enbank+Y Earth Reactions	12: Earth Pressure: Traffic: Scheme 1 Enbank-Y Earth Reactions
SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] ST	1.35	1.35			1.35			0.675		1.5		
SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] st	1.35	1.35			1.35			0.675		1		
SLU: Gruppo 1 [Singolo Asse 400 kN] ST	1.35	1.35				1.35				1.5		
SLU: Gruppo 1 [Singolo Asse 400 kN] st	1.35	1.35								1		
SLU: Gruppo 2a [Frenamento +Y + Tandemx3 freq] ST	1.35	1.35			1.01				1.35	1.5		
SLU: Gruppo 2a [Frenamento +Y + Tandemx3 freq] st	1.35	1.35			1.01				1.35	1		
SLU: Gruppo 2a [Frenamento -Y + Tandemx3 freq] ST	1.35	1.35			1.01				-1.35	1.5		
SLU: Gruppo 2a [Frenamento -Y + Tandemx3 freq] st	1.35	1.35			1.01				-1.35	1		
SLU: Gruppo 4 [Folla 5kPa all] ST	1.35	1.35					1.35	1.35		1.5		
SLU: Gruppo 4 [Folla 5kPa all] st	1.35	1.35					1.35	1.35		1		
SLV: Sisma +Y	1	1	1							1		
SLV: Sisma -Y	1	1		1						1		
SLE QP	1	1								1		
SLE FR	1	1			0.75			0.4		1		
SLE R	1	1			1			0.4		1		

Per la configurazione di carichi stradali sul terrapieno lato +Y si sono considerate le seguenti combinazioni di carico

	1: Self Weigth	2: Dead Load	3: Seismic +Y	4: Seismic -Y	5: Traffic: Schema 1 Tandem x3	6: Traffic: Schema 2 Asse singolo 400kN	7: Traffic: Schema 5: Folla Corsia 5kPa	8: Traffic: Schema 5: Folla Marciap 5kPa	9: Traffic: Frenamento corsia 1 (371kN)	10: Earth Pressure: Litostatic Reactions	11: Earth Pressure: Traffic: Scheme 1 Enbank+Y Earth Reactions	12: Earth Pressure: Traffic: Scheme 1 Enbank-Y Earth Reactions
SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] ST	1.35	1.35			1.35					1.5	1.35	
SLE FR	1	1						0.4		1	0.75	
SLE R	1	1						0.4		1	1	

Per la configurazione di carichi stradali sul terrapieno lato -Y si sono considerate le seguenti combinazioni di carico

	1: Self Weigth	2: Dead Load	3: Seismic +Y	4: Seismic -Y	5: Traffic: Schema 1 Tandem x3	6: Traffic: Schema 2 Asse singolo 400kN	7: Traffic: Schema 5: Folla Corsia 5kPa	8: Traffic: Schema 5: Folla Marciap 5kPa	9: Traffic: Frenamento corsia 1 (371kN)	10: Earth Pressure: Litostatic Reactions	11: Earth Pressure: Traffic: Scheme 1 Enbank+Y Earth Reactions	12: Earth Pressure: Traffic: Scheme 1 Enbank-Y Earth Reactions
SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] ST	1.35	1.35			1.35					1.5		1.35
SLE FR	1	1						0.4		1		0.75
SLE R	1	1						0.4		1		1

Ai fini delle verifiche inoltre si sono considerati i seguenti involuppi

	1: Absolute Envelope	2: Absolute Envelope	3: Absolute Envelope	4: Minimum Envelope	5: Maximum Envelope	6: Minimum Envelope	7: Maximum Envelope
CASES	ABS SLV	ABS SLU	ABS SLU/SLV	Min Rara	Max Rara	Min Freq	Max Freq
5: SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] ST [Pos 1 : Mid]		Yes	Yes				
6: SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] st [Pos 1 : Mid]		Yes	Yes				
7: SLU: Gruppo 1 [Singolo Asse 400 kN] ST [Pos 1 : Mid]		Yes	Yes				
8: SLU: Gruppo 1 [Singolo Asse 400 kN] st [Pos 1 : Mid]		Yes	Yes				
9: SLU: Gruppo 2a [Frenamento +Y + Tandemx3 freq] ST [Pos 1 : Mid]		Yes	Yes				
10: SLU: Gruppo 2a [Frenamento +Y + Tandemx3 freq] st [Pos 1 : Mid]		Yes	Yes				
11: SLU: Gruppo 2a [Frenamento -Y + Tandemx3 freq] ST [Pos 1 : Mid]		Yes	Yes				
12: SLU: Gruppo 2a [Frenamento -Y + Tandemx3 freq] st [Pos 1 : Mid]		Yes	Yes				
13: SLU: Gruppo 4 [Folla 5kPa all] ST [Pos 1 : Mid]		Yes	Yes				
14: SLU: Gruppo 4 [Folla 5kPa all] st [Pos 1 : Mid]		Yes	Yes				
15: SLV: Sisma +Y [Pos 1 : Mid]	Yes		Yes				
16: SLV: Sisma -Y [Pos 1 : Mid]	Yes		Yes				
17: SLE OP [Pos 1 : Mid]							
18: SLE FR [Pos 1 : Mid]						Yes	Yes
19: SLE R [Pos 1 : Mid]				Yes	Yes		
20: SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] ST [Pos 2: +Y]		Yes	Yes				
21: SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] st [Pos 2: +Y]		Yes	Yes				
22: SLU: Gruppo 1 [Singolo Asse 400 kN] ST [Pos 2: +Y]		Yes	Yes				
23: SLU: Gruppo 1 [Singolo Asse 400 kN] st [Pos 2: +Y]		Yes	Yes				
24: SLU: Gruppo 2a [Frenamento +Y + Tandemx3 freq] ST [Pos 2: +Y]		Yes	Yes				
25: SLU: Gruppo 2a [Frenamento +Y + Tandemx3 freq] st [Pos 2: +Y]		Yes	Yes				
26: SLU: Gruppo 2a [Frenamento -Y + Tandemx3 freq] ST [Pos 2: +Y]		Yes	Yes				
27: SLU: Gruppo 2a [Frenamento -Y + Tandemx3 freq] st [Pos 2: +Y]		Yes	Yes				
28: SLU: Gruppo 4 [Folla 5kPa all] ST [Pos 2: +Y]		Yes	Yes				
29: SLU: Gruppo 4 [Folla 5kPa all] st [Pos 2: +Y]		Yes	Yes				
30: SLV: Sisma +Y [Pos 2: +Y]	Yes		Yes				
31: SLV: Sisma -Y [Pos 2: +Y]	Yes		Yes				
32: SLE FR [Pos 2: +Y]						Yes	Yes
33: SLE R [Pos 2: +Y]				Yes	Yes		
34: SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] ST [Pos 3: -Y]		Yes	Yes				
35: SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] st [Pos 3: -Y]		Yes	Yes				
36: SLU: Gruppo 1 [Singolo Asse 400 kN] ST [Pos 3: -Y]		Yes	Yes				
37: SLU: Gruppo 1 [Singolo Asse 400 kN] st [Pos 3: -Y]		Yes	Yes				
38: SLU: Gruppo 2a [Frenamento +Y + Tandemx3 freq] ST [Pos 3: -Y]		Yes	Yes				
39: SLU: Gruppo 2a [Frenamento +Y + Tandemx3 freq] st [Pos 3: -Y]		Yes	Yes				
40: SLU: Gruppo 2a [Frenamento -Y + Tandemx3 freq] ST [Pos 3: -Y]		Yes	Yes				
41: SLU: Gruppo 2a [Frenamento -Y + Tandemx3 freq] st [Pos 3: -Y]		Yes	Yes				
42: SLU: Gruppo 4 [Folla 5kPa all] ST [Pos 3: -Y]		Yes	Yes				
43: SLU: Gruppo 4 [Folla 5kPa all] st [Pos 3: -Y]		Yes	Yes				
44: SLV: Sisma +Y [Pos 3: -Y]	Yes		Yes				
45: SLV: Sisma -Y [Pos 3: -Y]	Yes		Yes				
46: SLE FR [Pos 3: -Y]						Yes	Yes
47: SLE R [Pos 3: -Y]				Yes	Yes		
48: SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] ST [Pos 4: Enb. +Y]		Yes	Yes				
49: SLE FR [Pos 4: Enb. +Y]						Yes	Yes
50: SLE R [Pos 4: Enb. +Y]				Yes	Yes		
51: SLU: Gruppo 1 [Tandem x3] ST [Pos 4: Enb. -Y]		Yes	Yes				
52: SLE FR [Pos 4: Enb. -Y]						Yes	Yes
53: SLE R [Pos 4: Enb. -Y]				Yes	Yes		

11 Verifiche strutturali

11.1 Soletta superiore

L'armatura corrente della soletta superiore di spessore 50cm è rappresentata da 1+1 \varnothing 20/20cm superiori ed inferiori in direzione trasversale posto sullo strato esterno, mentre in direzione longitudinale risulta di 1+1 \varnothing 12/20cm superiori ed inferiori disposti come strato interno.

Considerando il modello di comportamento strutturale per l'azione sismica di tipo non dissipativo, le verifiche di pressoflessione considerano il limite elastico. Le verifiche in ambito statico considerano invece il limite ultimo.

Per le verifiche a taglio, non è necessaria la differenziazione tra le combinazioni statiche e sismiche in quanto la formulazione resistente per tale sollecitazione è comunque riferita al limite elastico.

11.1.1 Verifica a pressoflessione le combinazioni Statiche

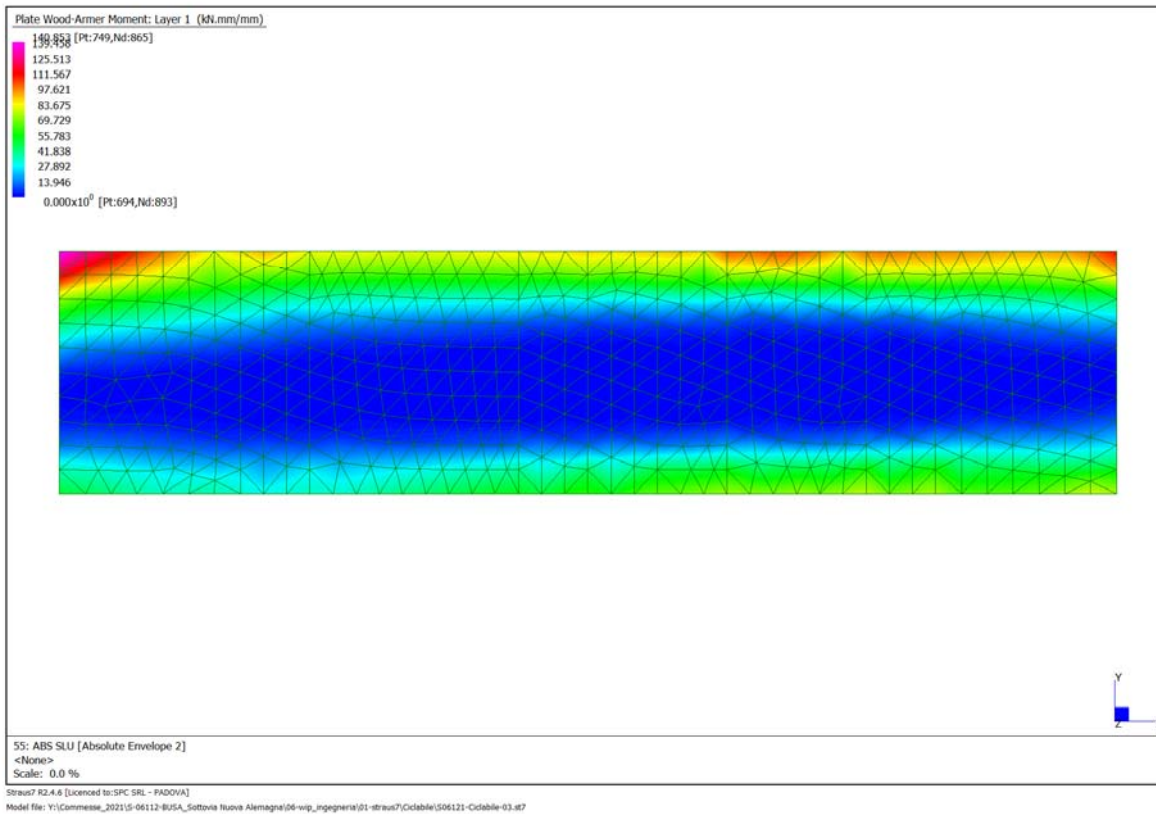


Figura 35: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura SUPERIORE in direzione Y per le combinazioni statiche

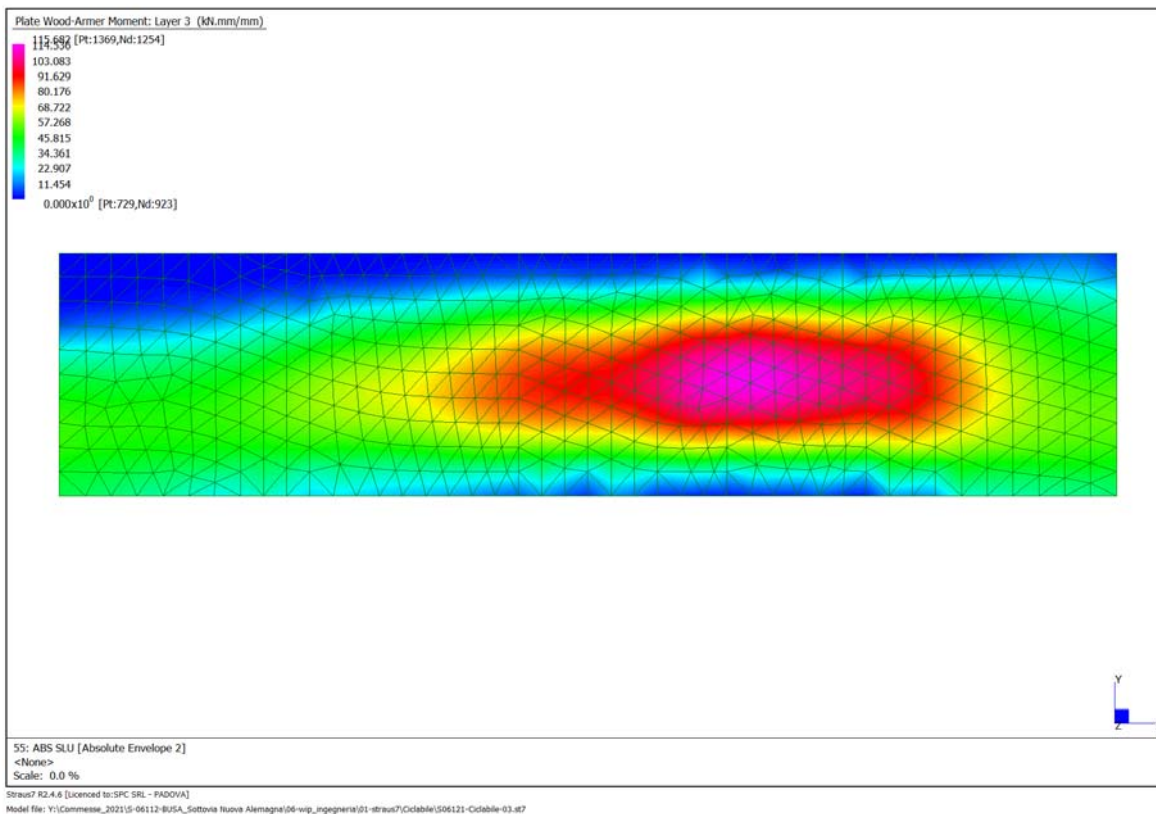


Figura 36: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura INFERIORE in direzione Y per le combinazioni statiche

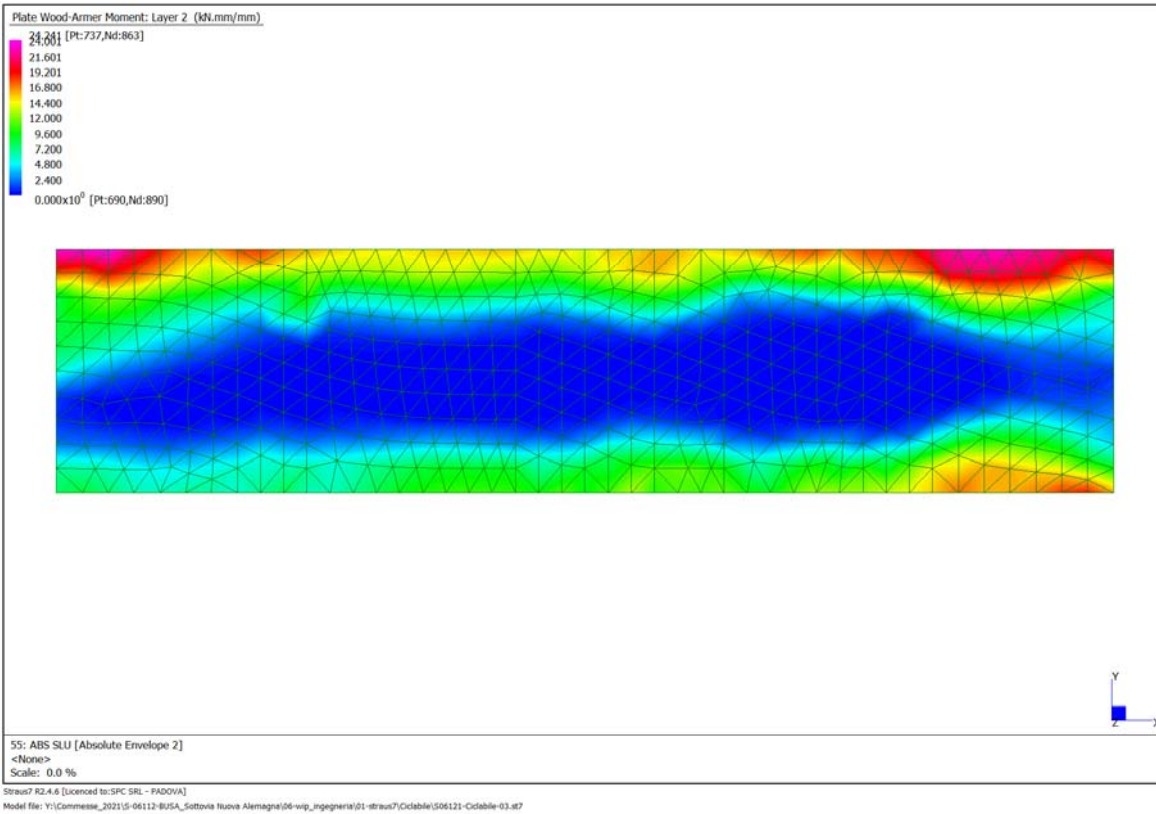


Figura 37: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura SUPERIORE in direzione X per le combinazioni statiche

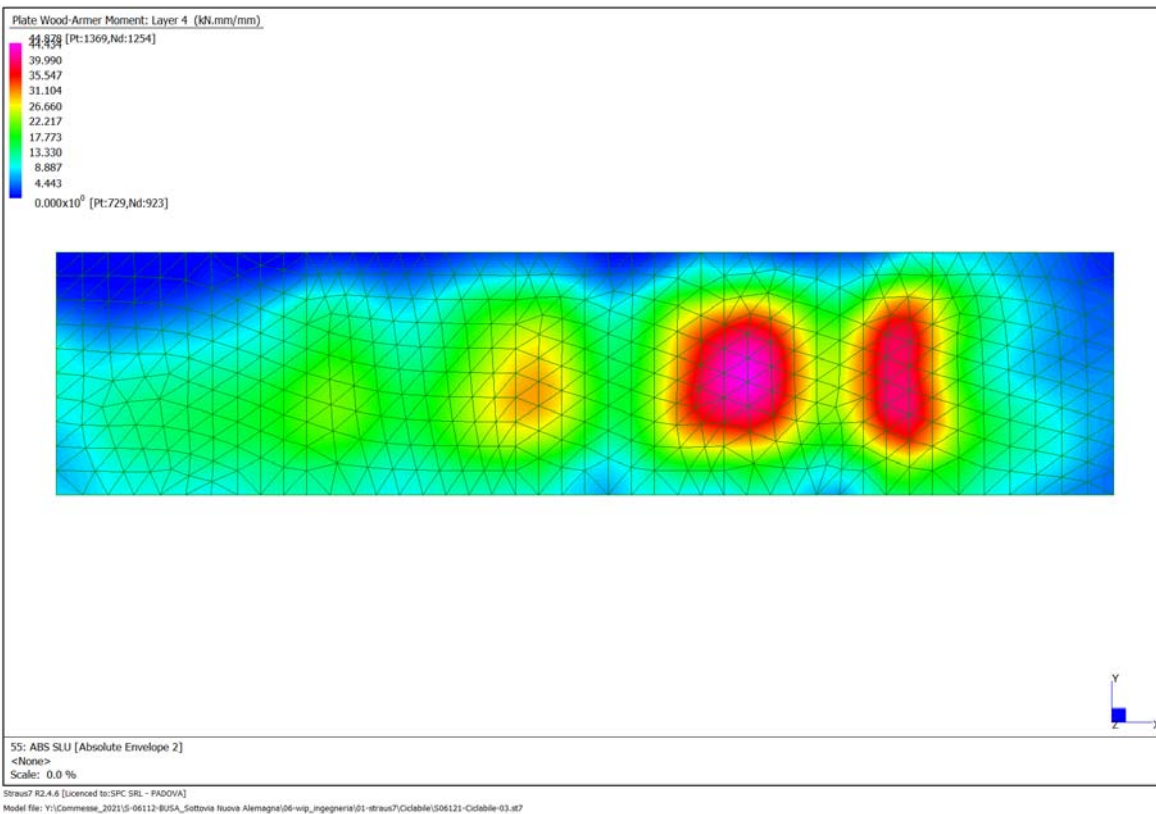


Figura 38: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura INFERIORE in direzione X per le combinazioni statiche

Verifica armature in direzione trasversale Y

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati superiore ed inferiore

$$|M_{Ed}|_{max} = 140.85 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 263.4 \text{ kNm/m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo : _____

N° strati barre | 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	5.5
			2	15.71	44.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Lato calcestruzzo - Acciaio svernato

Materiali B450C C30/37

ε_{su} 67.5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 %
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 %
ε_s/ε_c 15 f_{oc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 263.4 kNm

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 27.07 %
d 44.5 cm
x 5.094 x/d 0.1145
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

Precompresso

Verifica armature in direzione longitudinale X

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati superiore ed inferiore

$$|M_{Ed}|_{max} = 44.9 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 104.6 \text{ kNm/m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo : _____

N° strati barre | 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	5.65	7.1
			2	5.65	42.9

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Lato calcestruzzo - Acciaio svernato

Materiali B450C C30/37

ε_{su} 67.5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 %
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 %
ε_s/ε_c 15 f_{oc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 104.6 kNm

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 43.41 %
d 42.9 cm
x 3.201 x/d 0.07461
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

Precompresso

11.1.2 Verifica a pressoflessione le combinazioni Sismiche

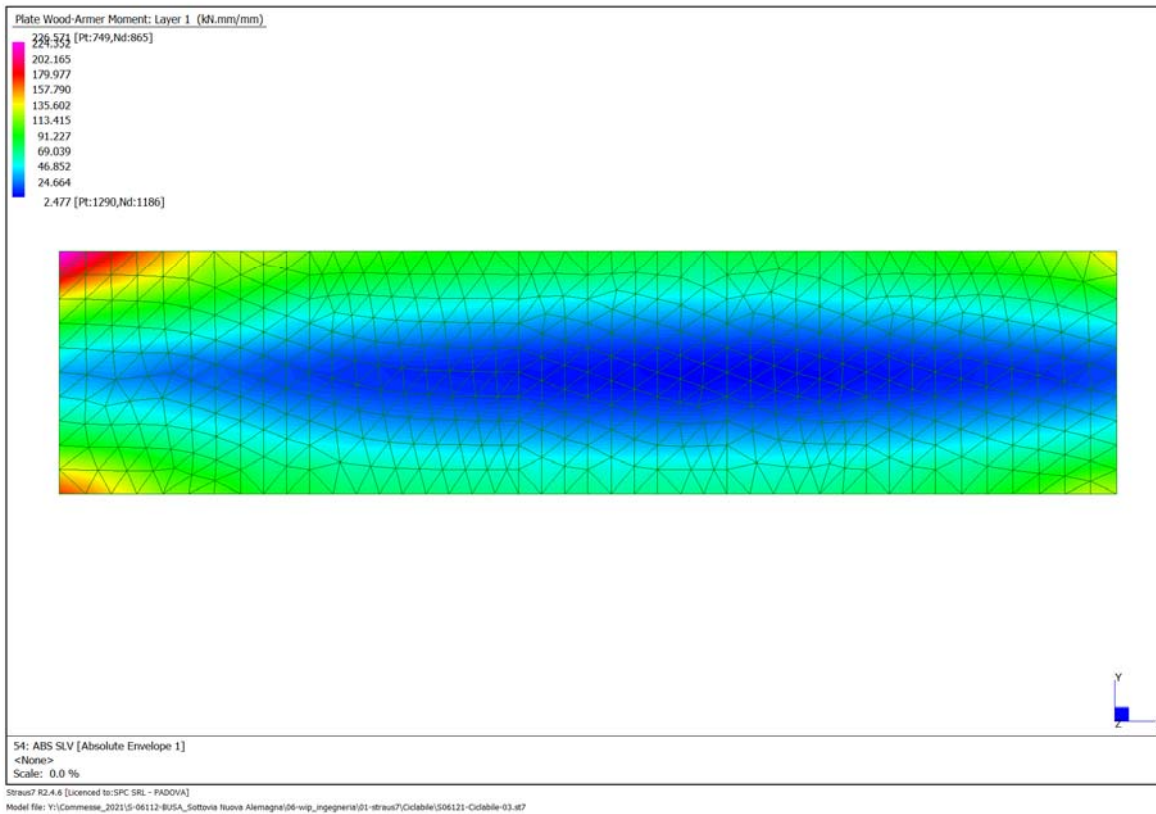


Figura 39: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura SUPERIORE in direzione Y per le combinazioni SISMICHE

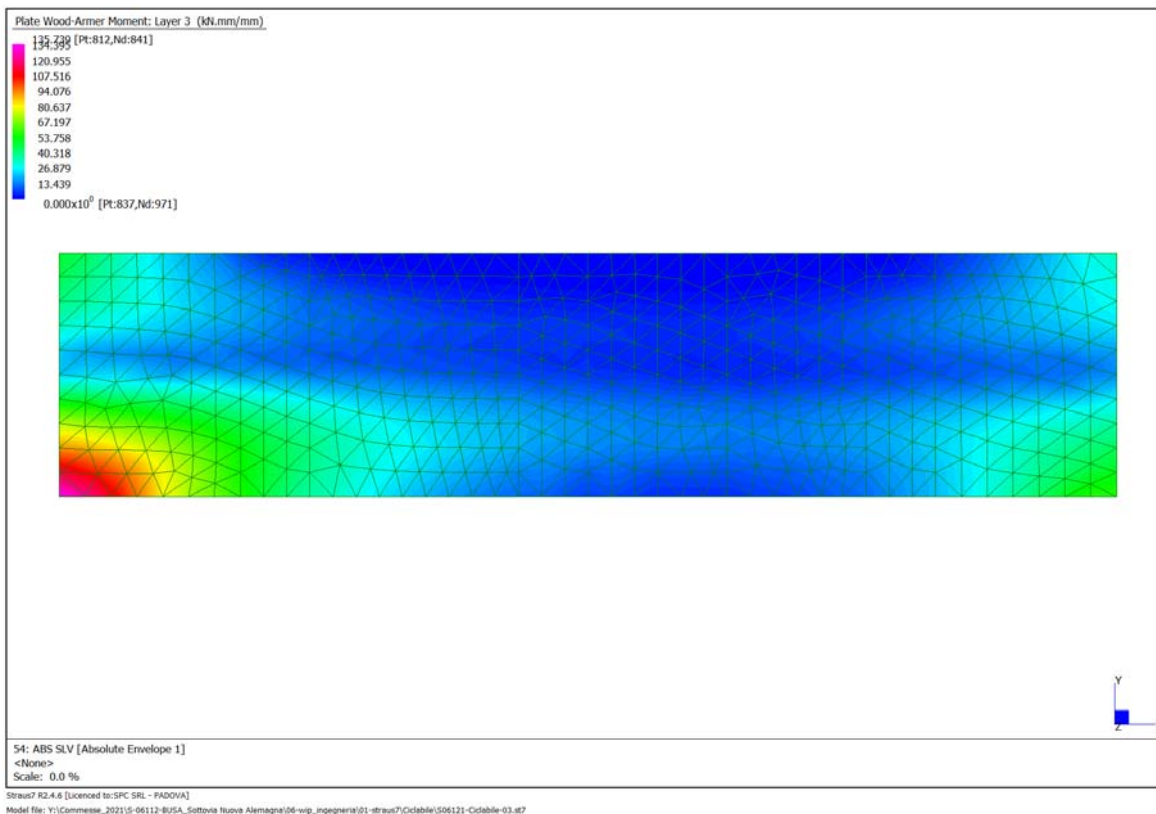


Figura 40: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura INFERIORE in direzione Y per le combinazioni SISMICHE

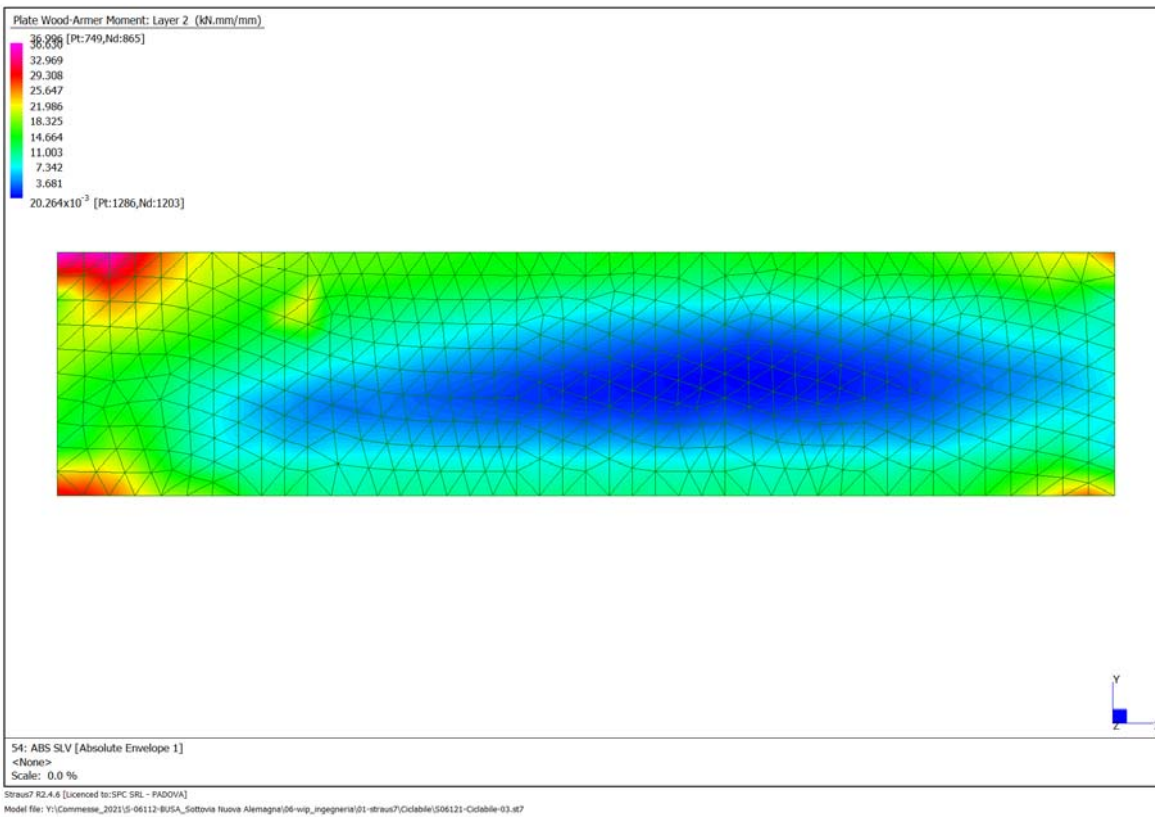


Figura 41: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura SUPERIORE in direzione X per le combinazioni SISMICHE

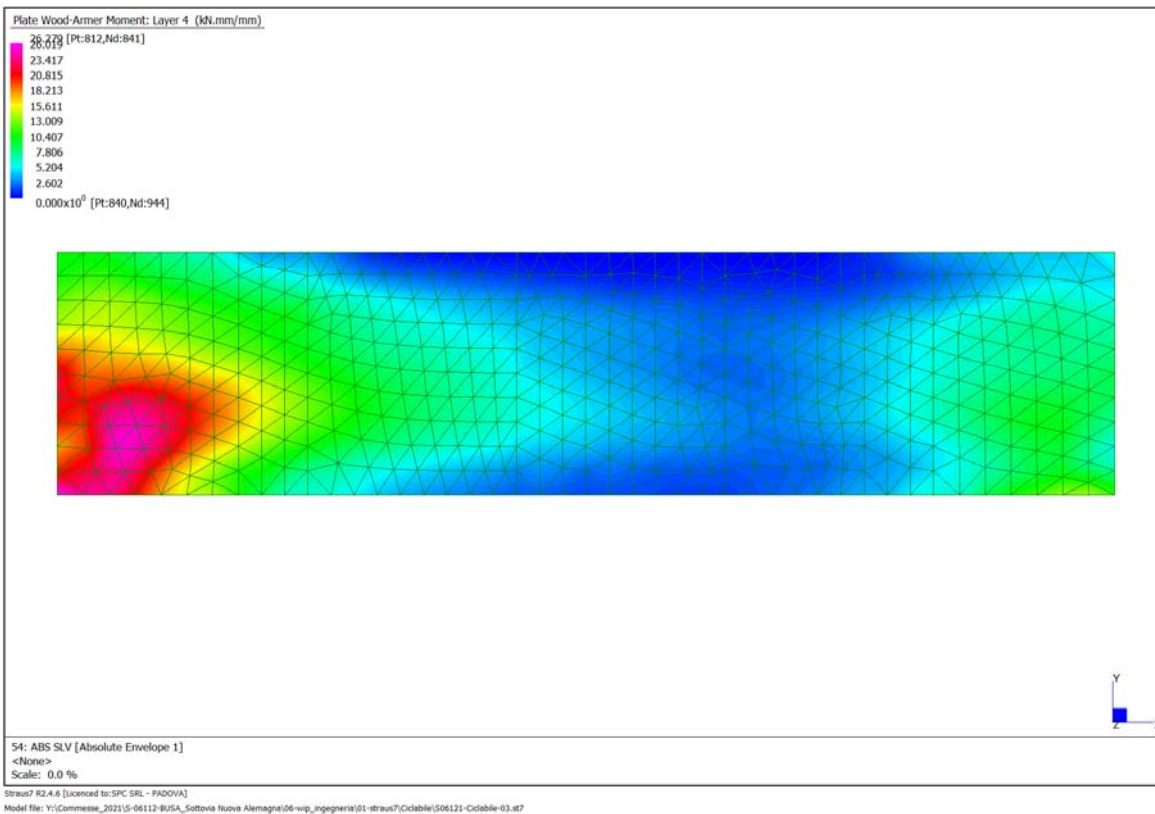


Figura 42: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura INFERIORE in direzione X per le combinazioni SISMICHE

Verifica armature in direzione trasversale Y

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati superiore ed inferiore

$$|M_{Ed}|_{max} = 226.6 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 250.8 \text{ kNm/m}$$

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	5.5
			2	15.71	44.8

Materiali	B450C	C30/37
ϵ_{su}	1.96 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 2 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd} 17
ϵ_s / ϵ_c	15	f_{oc} / f_{cd} 0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0.6933
		τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 250.8 kN m

Verifica armature in direzione longitudinale X

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati superiore ed inferiore

$$|M_{Ed}|_{max} = 37.0 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 89.48 \text{ kNm/m}$$

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	5.65	7.1
			2	5.65	42.9

Materiali	B450C	C30/37
ϵ_{su}	1.96 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 2 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd} 17
ϵ_s / ϵ_c	15	f_{oc} / f_{cd} 0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0.6933
		τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 89.48 kN m

11.1.3 Verifica a taglio

In direzione **trasversale** in prossimità degli appoggi sono previsti due file di ganci verticali $\varnothing 12$ con passo longitudinale 40cm ed e distanza tra le file di 20 cm coprendo in tal modo una fascia di 60cm dall'appoggio con armatura a taglio. Nella restante zona si fa affidamento al meccanismo resistente a taglio in assenza di armatura a taglio.

Geometria e materiali

B =	100 cm	Lato in direzione 1
H =	50 cm	Lato in direzione 2
c =	4.5 cm	Copriferro sulla staffa
d ₁ =	94.5 cm	Altezza utile in direzione 1
d ₂ =	42.5 cm	Altezza utile in direzione 2
ζ_1 =	0.9	Trave direzione 1
ζ_2 =	0.9	Trave direzione 2
z ₁ = ζ_1 d ₁ =	85.1 cm	Braccio forze int. Dir 1
z ₂ = ζ_2 d ₂ =	38.3 cm	Braccio forze int. Dir 2
A _c =	5000 cm ²	FC = 1.00
R _{ck} =	37.0 MPa	γ_s = 1.15
f _{ck} =	30.7 MPa	γ_c = 1.50
f _{yk} =	450 MPa	f _{cd} = 17.4 MPa
v =	0.5	f _{yd} = 391 MPa

Arm. Long. Tesa fless attorno asse 11

N	\varnothing [mm]	A _{sl} [cm ²]
5	20	15.70
A _{sl,2} [cm ²] = 15.70		

Arm. Long. Tesa fless attorno asse 22

N	\varnothing [mm]	A _{sl} [cm ²]
0	0	0.00
0	0	0.00
A _{sl,1} [cm ²] = 0.00		

Arm. Trasv. dir 2 $\alpha = 90^\circ$

N	\varnothing [mm]	passo [cm]	A _{sw} [cm ²]
0	0	0	0.00
A _{sw,2/p} [cm ² /m] = 0.00			

Arm. Trasv. dir 1 $\alpha = 90^\circ$

N	\varnothing [mm]	passo [cm]	A _{sw} [cm ²]
2	20	20	6.28
A _{sw,1/p} [cm ² /m] = 31.40			

Resistenza per elementi senza armatura a taglio - NTC 2018 §4.1.2.3.5.1

A _{sl} =	15.70 cm ²	(5 \varnothing 20)	v _{min} =	0.425 MPa
ρ_l =	0.00369	k = 1.686		
Resistenza di calcolo:	V _{Rd} = 193.2 kN		$\rho = V_{Ed}/V_{Rd} =$	0.005 < 1

In direzione trasversale il taglio resistente per unità di lunghezza risulta:

v_{Rd} = 189.7 kN/m elemento senza armatura a taglio

v_{Rd} = 553.6 kN/m elemento con armatura a taglio

In Figura 43 è riportato l'involuppo in valore il taglio in direzione ZY per tutte le combinazioni SLV/SLU.

si evidenzia come il taglio sollecitante eccede la resistenza di elemento non armato (v_{Rd}=0.19 kN/mm) nella fascia in prossimità dell'appoggio per una larghezza di circa 50cm

Per tale zona si prevede l'armatura integrativa a taglio per una resistenza ultima di v_{Rd} = 0.54 kN/mm superiore alla massima sollecitazione pari a 0.26 kN/mm.

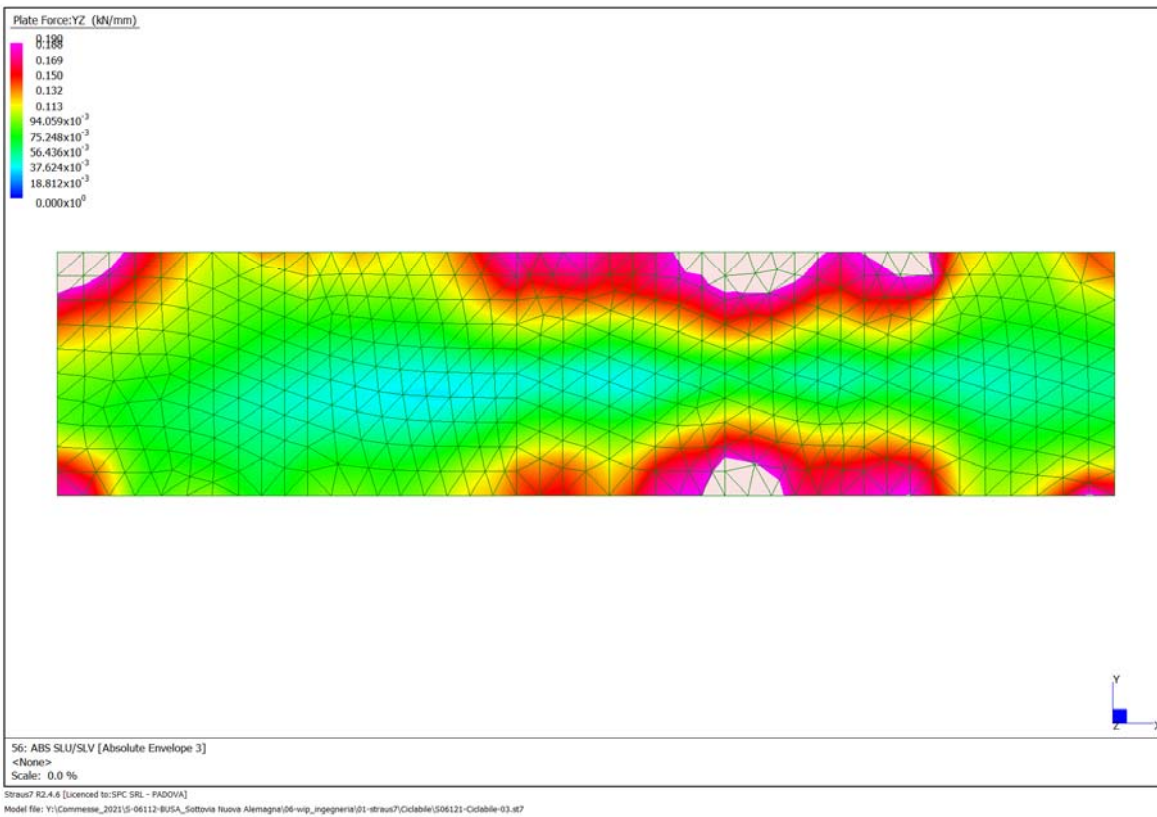


Figura 43: Involuppo delle sollecitazioni di taglio in direzione trasversale (dir. Y) con range pari al limite di resistenza di elemento non armato a taglio

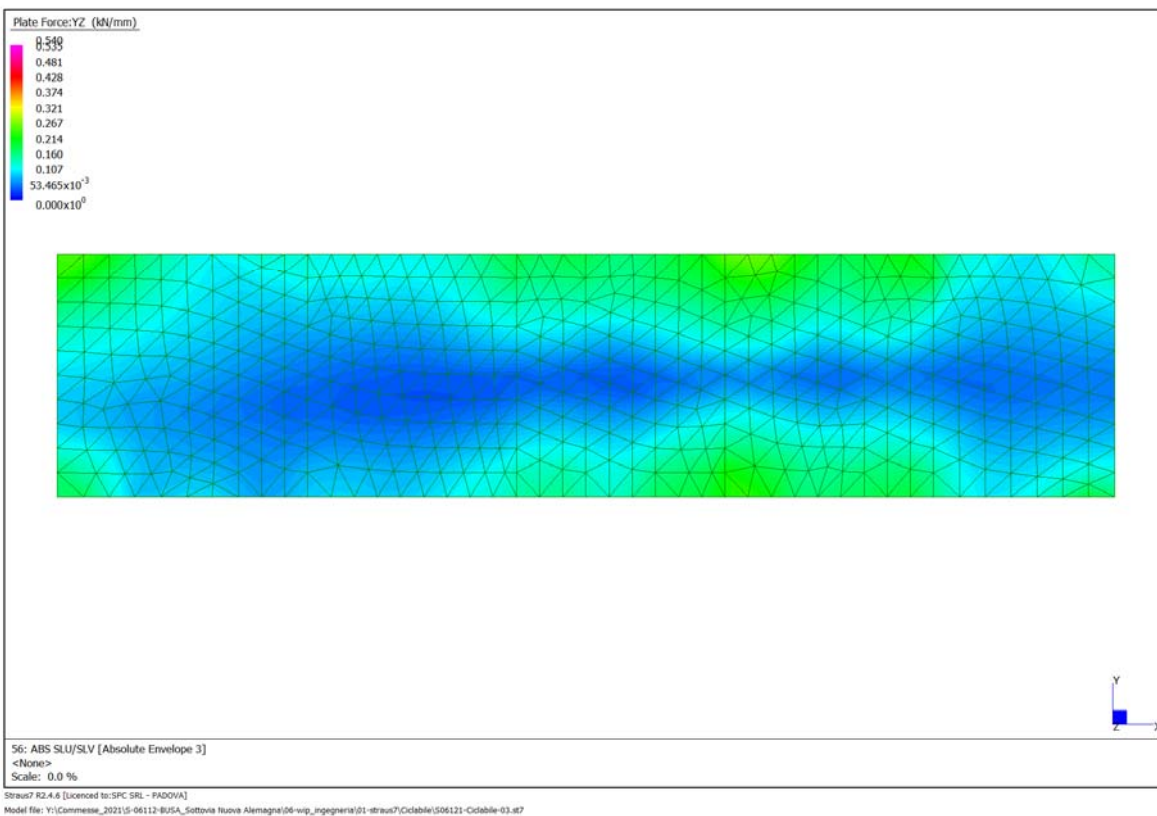


Figura 44: Involuppo delle sollecitazioni di taglio in direzione trasversale (dir. X) con range pari al limite di resistenza di elemento con armato a taglio

11.1.4 Verifiche agli SLE

11.1.4.1 Verifiche per condizioni di carico Rara

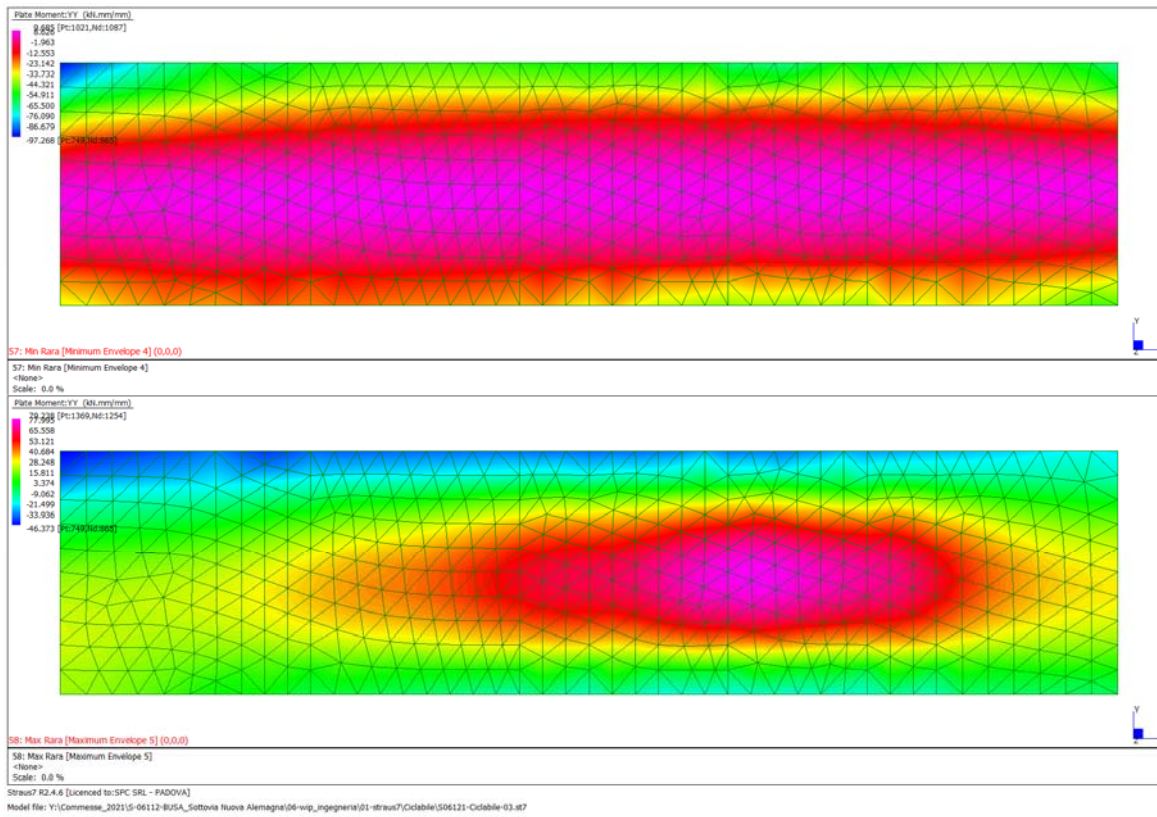


Figura 45: Involuppo dei momento flettenti minimi e massimi in direzione Y per le combinazioni Rare

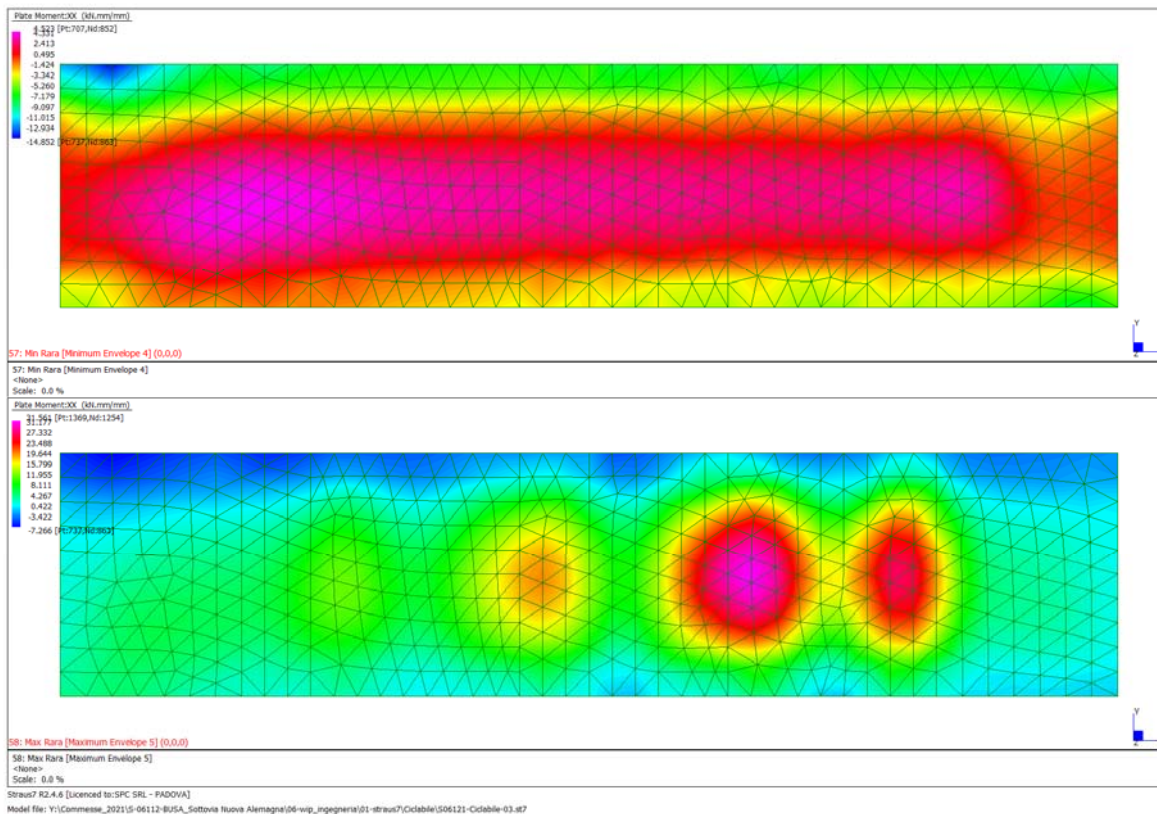


Figura 46: Involuppo dei momento flettenti minimi e massimi in direzione X per le combinazioni Rare

Verifica tensioni per momenti in direzione Y

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione trasversale.

$$|M_{Ed}|_{max} = 97.3 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		50	5	20	15.71	4.5	44.5	5	20	15.71	4.5	5.5
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		9 730	0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Rara	As (cm ²) = 15.71					d = 44.5				
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE					As (cm ²) = 15.71				
Rck (daN/cm ²)		370	B _{eff} 100.0 cm					n = 6.24				
fck (daN/cm ²)		307.1	D _{eff} 19.5 cm									
fctm (daN/cm ²)		29.42	A _{eff} 1950 cm ²									
f _{yk} (daN/cm ²)		4500	As in A _{eff} 15.71 cm ²									
E _c (daN/cm ²)		330194	ρ _r 0.00806									
E _s (daN/cm ²)		2060000	S (cm) 20.0 (spaziatura 1° strato)									
Es/Ec		6.2	Ø (mm) 20.0 (Ømed 1° strato)									
β ₁		1	cf (cm) 4.5 (ricoprimento 1° strato)									
β ₂		0.5	Condizioni ambientali									
k ₂		0.4	Condizione = Molto Aggressiva									
k ₃		0.125	Armatura = Non Sensibile									
Stato I			Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure									
y (cm ²)		25.0	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; min-height: 50px;"> <!-- Content of the empty box --> </div>									
J _{id} (cm ⁴)		1 116 194										
σ _c (kg/cm ²)		21.8										
σ _s (kg/cm ²)		136.0										
Stato II			Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio									
y (cm ²)		8.1	σ _c = 53.4 daN/cm ² < 0.6fck = 184daN/cm ² ρ = 0.015 < 1 ok									
J _{id} (cm ⁴)		148 220	σ _s = 1489 daN/cm ² < 0.8f _{yk} = 3600daN/cm ² ρ = 0.414 < 1 ok									
σ _c (kg/cm ²)		53.4										
σ _s (kg/cm ²)		1489										
Passaggio stato I-II												
M _{sr} (kgm)		13 135										
σ _{sr} (kg/cm ²)		2011										

Verifica tensioni per momenti in direzione X

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione longitudinale

$$|M_{Ed}|_{max} = 31.6 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		50	5	12	5.65	6.5	42.9	5	12	5.65	6.5	7.1
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		3 160	0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Rara	As (cm ²) = 5.65					d = 42.9				
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE					AREA COMPRESSA				
Rck (daN/cm ²)		370	Beff 100.0 cm n = 6.24					As (cm ²) = 5.65				
fck (daN/cm ²)		307.1	Deff 15.5 cm					d' 7.1				
fctm (daN/cm ²)		29.42	Aeff 1550 cm ²									
fyk (daN/cm ²)		4500	As in Aeff 5.65 cm ²									
Ec (daN/cm ²)		330194	ρr 0.00365									
Es (daN/cm ²)		2060000	S (cm) 20.0 (spaziatura 1° strato)									
Es/Ec		6.2	Ø (mm) 12.0 (Ømed 1° strato)									
β1		1	cf (cm) 6.5 (ricoprimento 1° strato)									
β2		0.5	Condizioni ambientali									
k2		0.4	Condizione = Molto Aggressiva									
k3		0.125	Armatura = Non Sensibile									
Stato I			Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure									
y (cm ²)		25.0	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; color: lightgrey;"> <p>Il calcolo delle tensioni in esercizio è stato eseguito considerando il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione longitudinale. Le tensioni in esercizio sono state verificate rispetto ai limiti di progetto. I risultati sono riportati nella tabella sottostante.</p> </div>									
Jid (cm ⁴)		1 064 274										
σc =		7.4 kg/cm ²										
σs =		46.3 kg/cm ²										
Stato II			Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio									
y (cm ²)		5.3	σc = 30.3 daN/cm ² < 0.6fck = 184daN/cm ² rho = 0.008 < 1 ok									
Jid (cm ⁴)		54 953	σs = 1350 daN/cm ² < 0.8fyk = 3600daN/cm ² rho = 0.375 < 1 ok									
σc =		30.3 kg/cm ²										
σs =		1350 kg/cm ²										
Passaggio stato I-II												
Msr (kgm)		12 524										
σsr =		5350 kg/cm ²										

11.1.4.2 Verifiche per condizione di carico Frequente

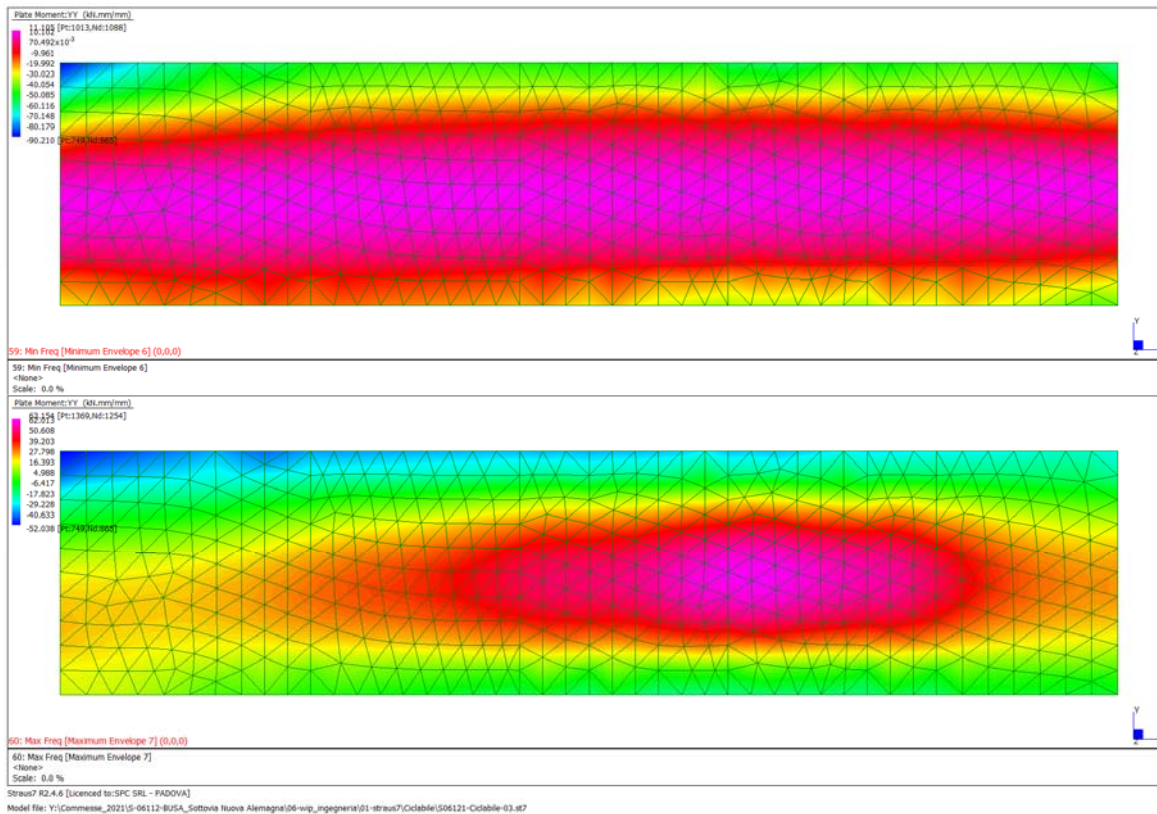


Figura 47: Involuppo dei momento flettenti minimi e massimi in direzione Y per le combinazioni Frequenti

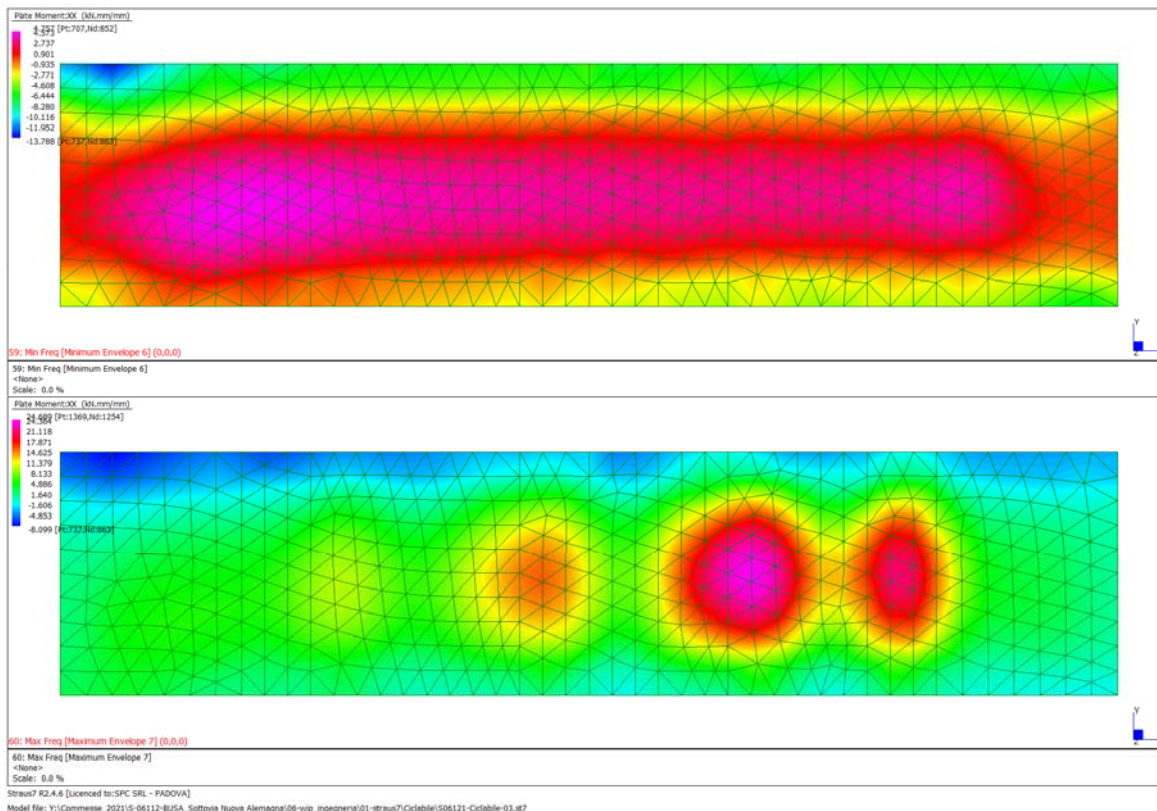


Figura 48: Involuppo dei momento flettenti minimi e massimi in direzione X per le combinazioni Frequenti

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione trasversale

$$|M_{Ed}|_{max} = 90.2 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE		ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)	100	N.	∅ (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	∅ (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)	50	5	20	15.71	4.5	44.5	5	20	15.71	4.5	5.5
SOLLECITAZIONE FLETTENTE		0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)	9 020	0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:	Frequente	As (cm ²) = 15.71 d = 44.5					As (cm ²) = 15.71 d' = 5.5				
DATI MATERIALI		AREA EFFICACE					Condizioni ambientali				
Rck (daN/cm ²)	350	B _{eff}		100.0 cm	n = 6.32		Condizione = Molto Aggressive				
fck (daN/cm ²)	290.5	D _{eff}		19.5 cm	Armatatura = Non Sensibile						
fctm (daN/cm ²)	28.35	A _{eff}		1950 cm ²	Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure						
f _{yk} (daN/cm ²)	4500	As in A _{eff}		15.71 cm ²	Distanza tra le fessure Δ _{sm} = 25.4 cm						
Ec (daN/cm ²)	325881	ρ _r		0.00806	Dilatazione media ε _{sm} = 4.023E-04						
Es (daN/cm ²)	2060000	S (cm)		20.0 (spaziatura 1° strato)	Apertura caratteristica w _k = 0.00 mm Sez. non fessurata						
Es/Ec	6.3	∅ (mm)		20.0 (∅med 1° strato)	Combinazione frequente w _{lim} = 0.2 mm ok						
β ₁	1	cf (cm)		4.5 (ricoprimento 1° strato)	Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio						
β ₂	0.5										
k ₂	0.4										
k ₃	0.125										
Stato I											
y (cm ²)	25.0										
J _{id} (cm ⁴)	1 117 181										
σ _c =	20.2 kg/cm ²										
σ _s =	127.6 kg/cm ²										
Stato II											
y (cm ²)	8.2										
J _{id} (cm ⁴)	149 942										
σ _c =	49.2 kg/cm ²										
σ _s =	1381 kg/cm ²										
Passaggio stato I-II											
M _{sr} (kgm)	12 669										
σ _{sr} =	1940 kg/cm ²										

Verifica apertura fessure per momenti in direzione X

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione longitudinale

$$|M_{Ed}|_{max} = 24.7 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		50	5	12	5.65	6.5	42.9	5	12	5.65	6.5	7.1
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		2 470	0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Frequente	As (cm ²) = 5.65					As (cm ²) = 5.65				
DATI MATERIALI			d = 42.9					d' = 7.1				
Rck (daN/cm ²)		370	AREA EFFICACE									
fck (daN/cm ²)		307.1	B _{eff} 100.0 cm					n = 6.24				
fctm (daN/cm ²)		29.42	D _{eff} 15.5 cm									
f _{yk} (daN/cm ²)		4500	A _{eff} 1550 cm ²									
E _c (daN/cm ²)		330194	As in A _{eff} 5.65 cm ²									
E _s (daN/cm ²)		2060000	ρ _r 0.00365									
E _s /E _c		6.2	S (cm) 20.0 (spaziatura 1° strato)									
β ₁		1	Ø (mm) 12.0 (Ø _{med} 1° strato)									
β ₂		0.5	cf (cm) 6.5 (ricoprimento 1° strato)									
k ₂		0.4	Condizioni ambientali									
k ₃		0.125	Condizione = Molto Aggressive									
Stato I			Armatura = Non Sensibile									
y (cm ²)		25.0	Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure									
J _{id} (cm ⁴)		1 064 274	Distanza tra le fessure Δ _{sm} = 33.4 cm									
σ _c =	5.8	kg/cm ²	Dilatazione media ε _{sm} = 3.073E-04									
σ _s =	36.2	kg/cm ²	Apertura caratteristica w_k = 0.00 mm					Sez. non fessurata				
Stato II			Combinazione frequente w _{lim} = 0.2 mm					ok				
y (cm ²)		5.3										
J _{id} (cm ⁴)		54 953										
σ _c =	23.7	kg/cm ²										
σ _s =	1055	kg/cm ²										
Passaggio stato I-II												
M _{sr} (kgm)		12 524										
σ _{sr} =	5350	kg/cm ²										

11.1.4.3 Verifiche per le condizioni di carico Quasi Permanente

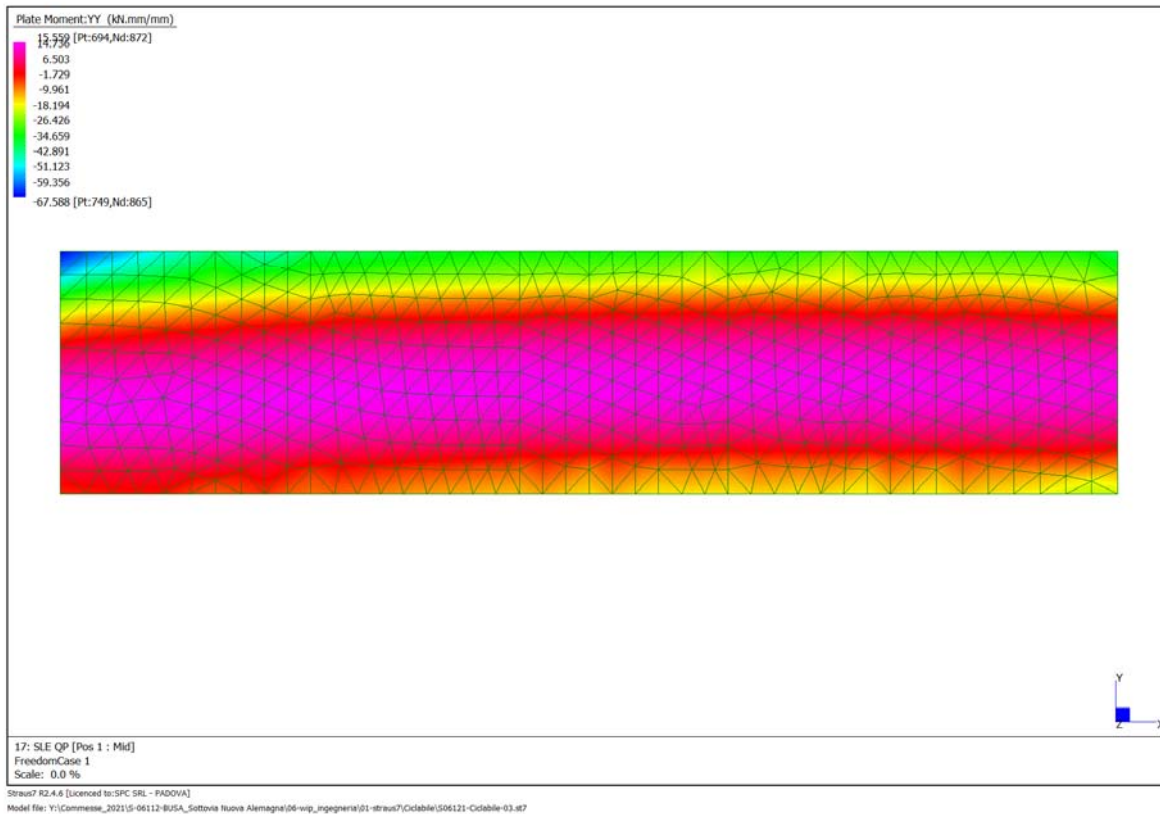


Figura 49: Momenti flettenti in direzione Y per la combinazione Quasi Permanente

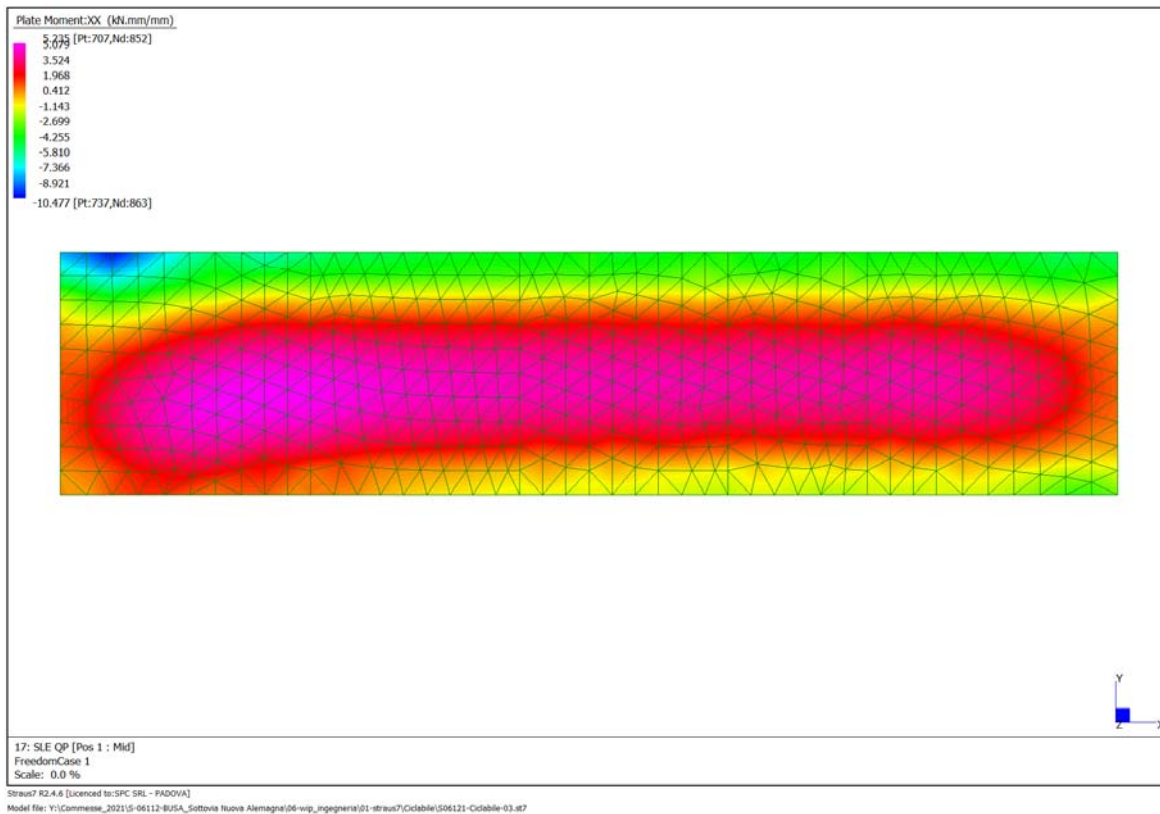


Figura 50: Momenti flettenti in direzione X per la combinazione Quasi Permanente

Verifica delle tensioni e dell'apertura di fessura per momenti in direzione Y

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione trasversale

$$|M_{Ed}|_{max} = 67.6 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		50	5	20	15.71	4.5	44.5	5	20	15.71	4.5	5.5
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		68	0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Quasi permanente	As (cm ²) = 15.71					As (cm ²) = 15.71				
DATI MATERIALI			d = 44.5					d' = 5.5				
Rck (daN/cm ²)		370	AREA EFFICACE									
fck (daN/cm ²)		307.1	Beff 100.0 cm n = 6.24									
fctm (daN/cm ²)		29.42	Deff 19.5 cm									
fyk (daN/cm ²)		4500	Aeff 1950 cm ²									
Ec (daN/cm ²)		330194	As in Aeff 15.71 cm ²									
Es (daN/cm ²)		2060000	ρr 0.00806									
Es/Ec		6.2	S (cm) 20.0 (spaziatura 1° strato)									
β1		1	Ø (mm) 20.0 (Ømed 1° strato)									
β2		0.5	cf (cm) 4.5 (ricoprimento 1° strato)									
k2		0.4	Condizioni ambientali									
k3		0.125	Condizione = Molto Aggressive									
Stato I			Armatura = Non Sensibile									
y (cm ²)		25.0	Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure									
Jid (cm ⁴)		1 116 194	Distanza tra le fessure Δsm = 25.4 cm									
σc =	0.2	kg/cm ²	Dilatazione media εsm = 3.014E-06									
σs =	0.9	kg/cm ²	Apertura caratteristica wk = 0.00 mm Sez. non fessurata									
Stato II			Combinazione q.perm wlim = 0.2 mm									
y (cm ²)		8.1	Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio									
Jid (cm ⁴)		148 220										
σc =	0.4	kg/cm ²										
σs =	10	kg/cm ²										
Passaggio stato I-II												
Msr (kgm)		13 135										
σsr =	2011	kg/cm ²										
			σc = 0.4 daN/cm ² < 0.45fck = 138daN/cm ² ρ = 0.003 < 1 ok									

Verifica delle tensioni e dell'apertura di fessura per momenti in direzione X

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione longitudinale

$$|M_{Ed}|_{max} = 10.5 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		50	5	12	5.65	6.5	42.9	5	12	5.65	6.5	7.1
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		1 050	0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Quasi permanente	As (cm ²) = 5.65					As (cm ²) = 5.65				
DATI MATERIALI			d = 42.9					d' = 7.1				
Rck (daN/cm ²)		370	AREA EFFICACE									
fck (daN/cm ²)		307.1	Beff 100.0 cm n = 6.24									
fctm (daN/cm ²)		29.42	Deff 15.5 cm									
fyk (daN/cm ²)		4500	Aeff 1550 cm ²									
Ec (daN/cm ²)		330194	As in Aeff 5.65 cm ²									
Es (daN/cm ²)		2060000	ρr 0.00365									
Es/Ec		6.2	S (cm) 20.0 (spaziatura 1° strato)									
β1		1	Ø (mm) 12.0 (Ømed 1° strato)									
β2		0.5	cf (cm) 6.5 (ricoprimento 1° strato)									
k2		0.4	Condizioni ambientali									
k3		0.125	Condizione = Molto Aggressive									
Stato I			Armatura = Non Sensibile									
y (cm ²)		25.0	Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure									
Jid (cm ⁴)		1 064 274	Distanza tra le fessure Δsm = 33.4 cm									
σc =	2.5	kg/cm ²	Dilatazione media εsm = 1.306E-04									
σs =	15.4	kg/cm ²	Apertura caratteristica wk = 0.00 mm Sez. non fessurata									
Stato II			Combinazione q.perm wlim = 0.2 mm									
y (cm ²)		5.3	Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio									
Jid (cm ⁴)		54 953										
σc =	10.1	kg/cm ²										
σs =	449	kg/cm ²										
Passaggio stato I-II												
Msr (kgm)		12 524										
σsr =	5350	kg/cm ²										
			σc = 10.1 daN/cm ² < 0.45fck = 138daN/cm ² ρ = 0.073 < 1 ok									

11.2 Platea di Fondazione

L'armatura corrente platea di spessore 70cm è rappresentata da 1+1 \varnothing 20/20cm superiori ed inferiori in direzione trasversale posto sullo strato esterno, mentre in direzione longitudinale risulta di 1+1 \varnothing 12/20cm superiori ed inferiori disposti come strato interno.

Considerando il modello di comportamento strutturale per l'azione sismica di tipo non dissipativo, le verifiche di pressoflessione considerano il limite elastico. Le verifiche in ambito statico considerano invece il limite ultimo.

Per le verifiche a taglio, non è necessaria la differenziazione tra le combinazioni statiche e sismiche in quanto la formulazione resistente per tale sollecitazione è comunque riferita al limite elastico.

11.2.1 Verifica a pressoflessione le combinazioni Statiche

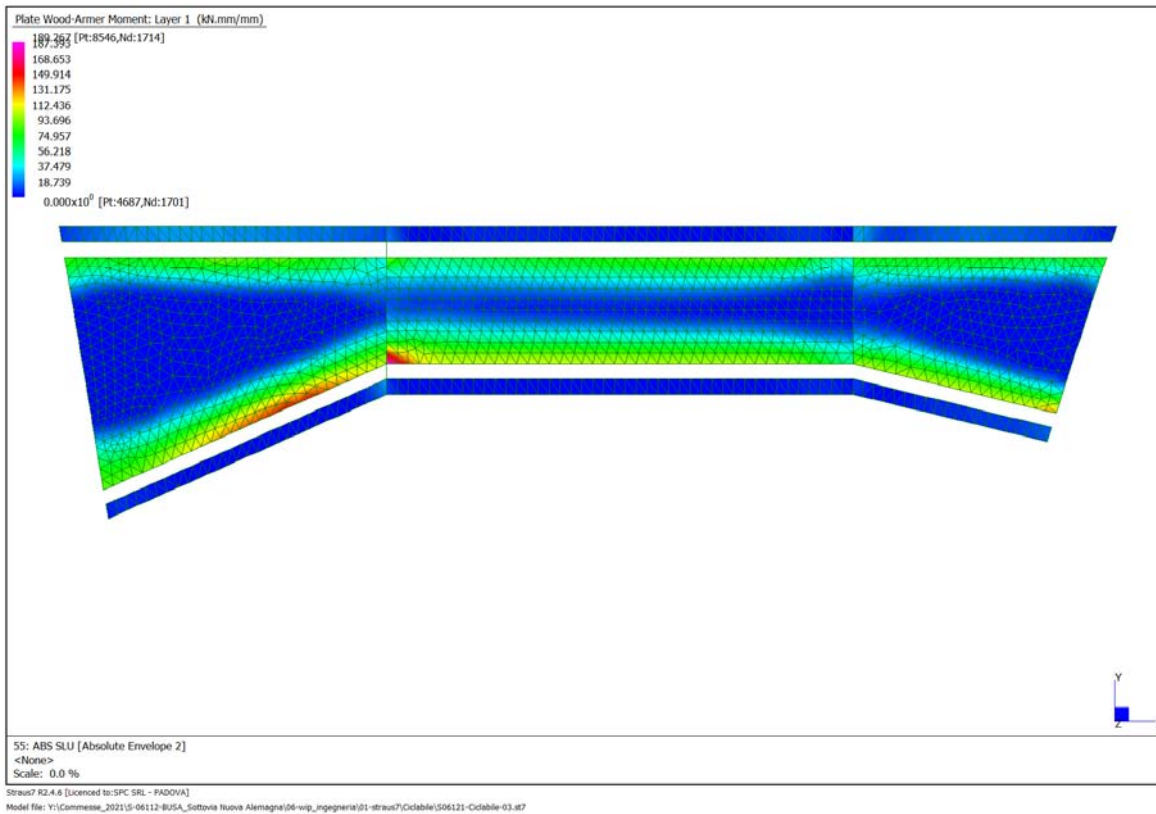


Figura 51: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura SUPERIORE in direzione Y per le combinazioni statiche

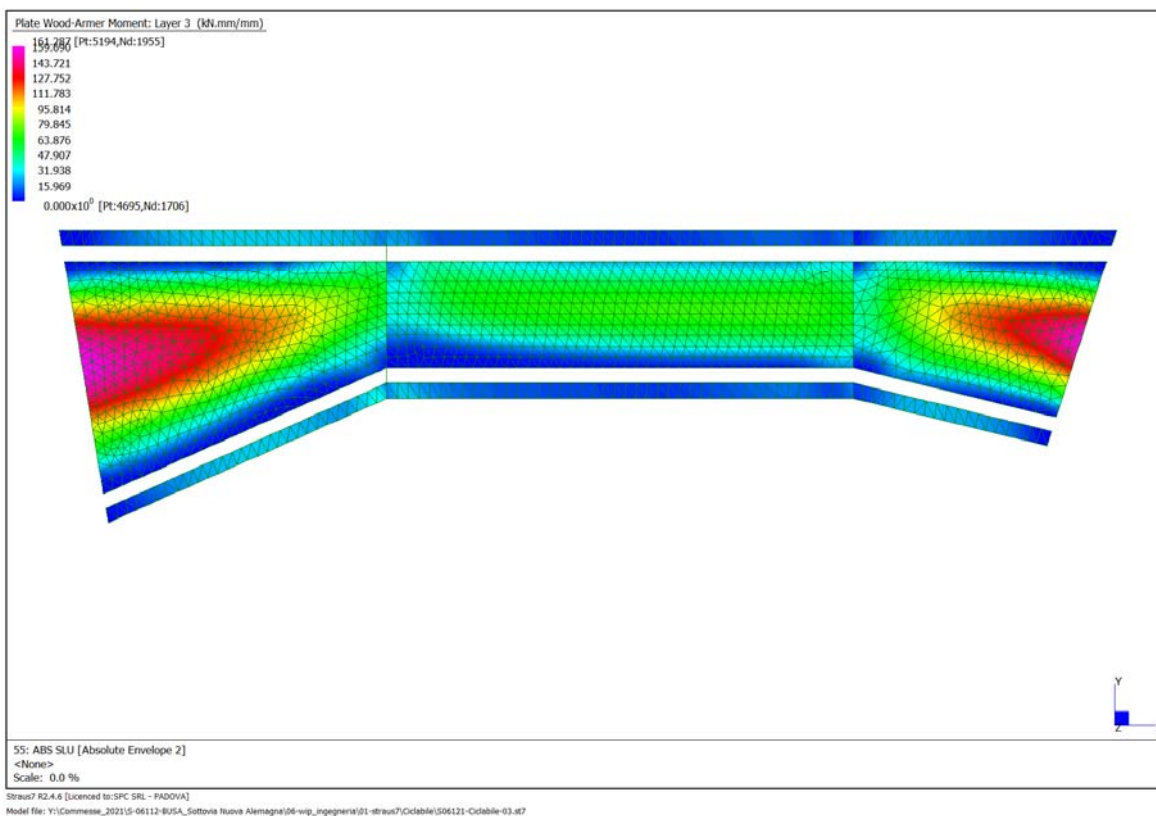


Figura 52: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura INFERIORE in direzione Y per le combinazioni statiche

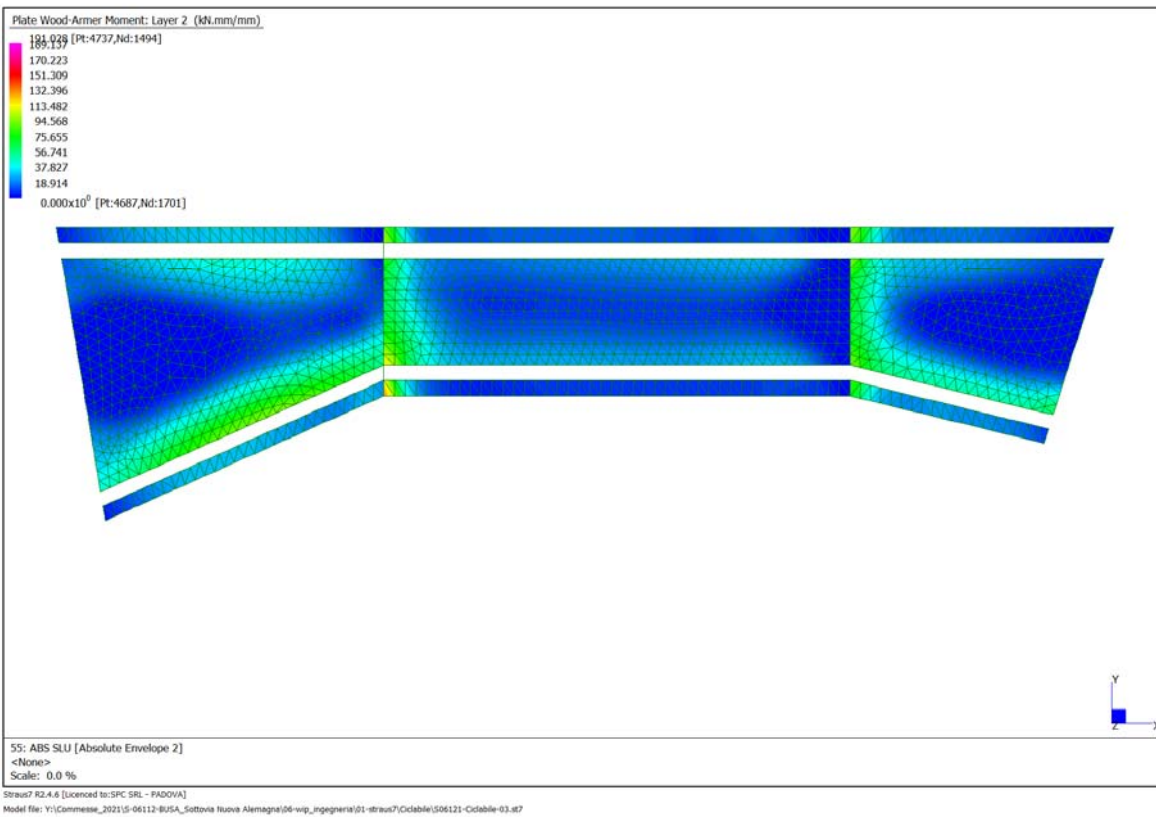


Figura 53: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura SUPERIORE in direzione X per le combinazioni statiche

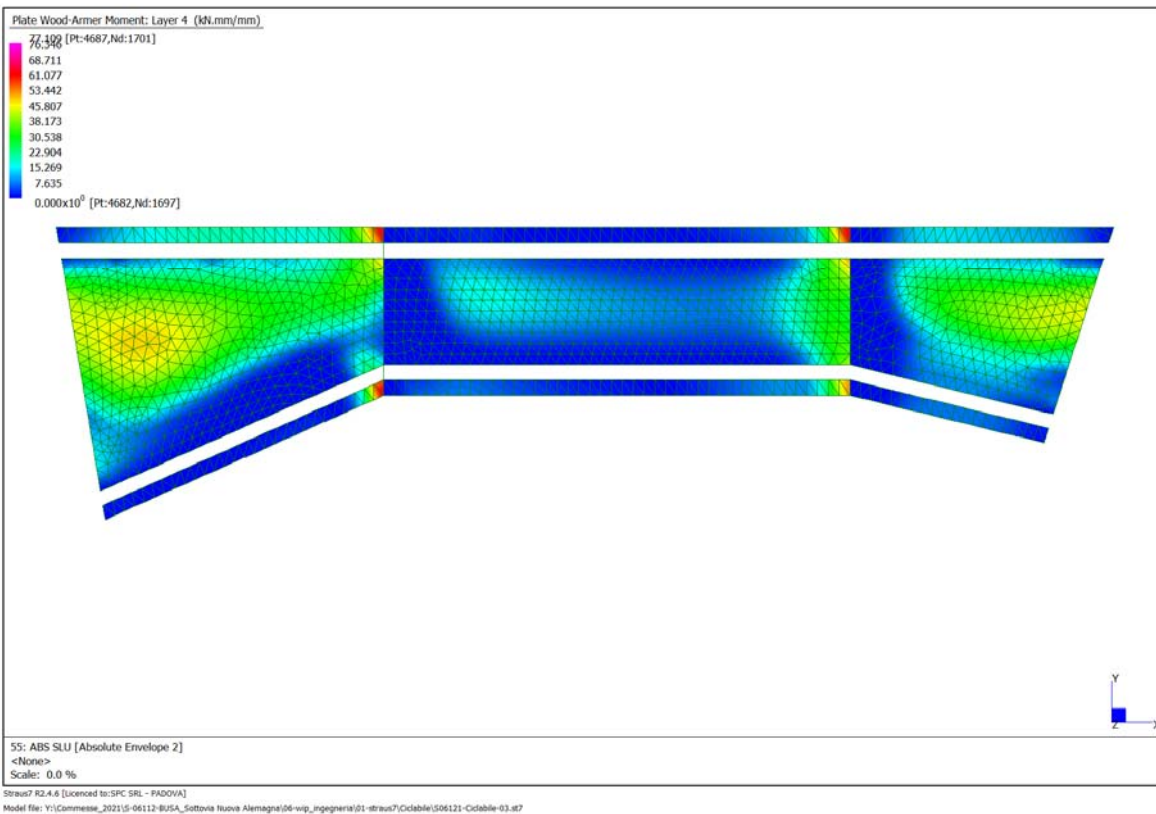


Figura 54: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura INFERIORE in direzione X per le combinazioni statiche

Verifica armature in direzione trasversale Y

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati superiore ed inferiore

$$|M_{Ed}|_{max} = 189.3 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 386.4 \text{ kNm/m}$$

Titolo:

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	15.71	5.5
			2	15.71	64.5

Materiali: B450C, C30/37

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

Metodo di flessione: Fletta

Calcola MRd

Col. modello

Precompresso

Verifica armature in direzione longitudinale X

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati superiore ed inferiore

$$|M_{Ed}|_{max} = 191.0 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 199.9 \text{ kNm/m}$$

Titolo:

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	7.70	7.1
			2	7.70	62.9

Materiali: B450C, C30/37

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

Metodo di flessione: Fletta

Calcola MRd

Col. modello

Precompresso

11.2.2 Verifica a pressoflessione le combinazioni Sismiche

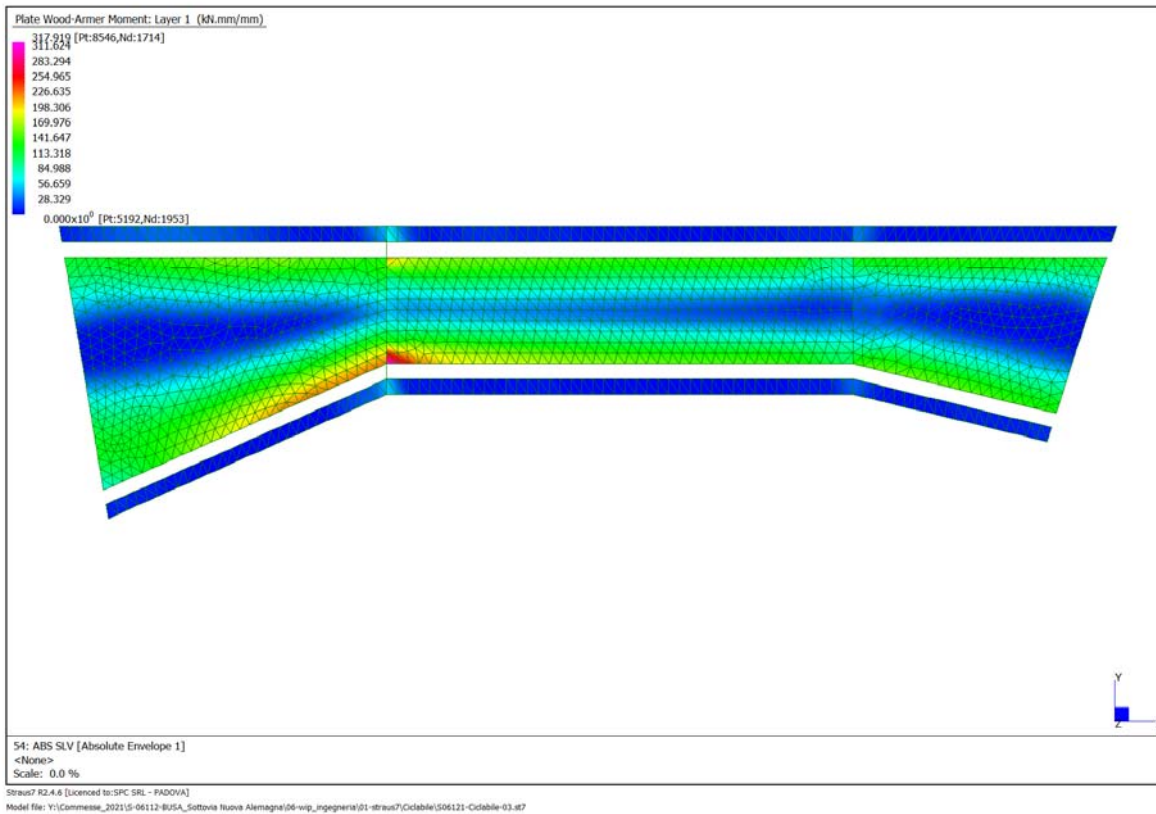


Figura 55: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura SUPERIORE in direzione Y per le combinazioni SISMICHE

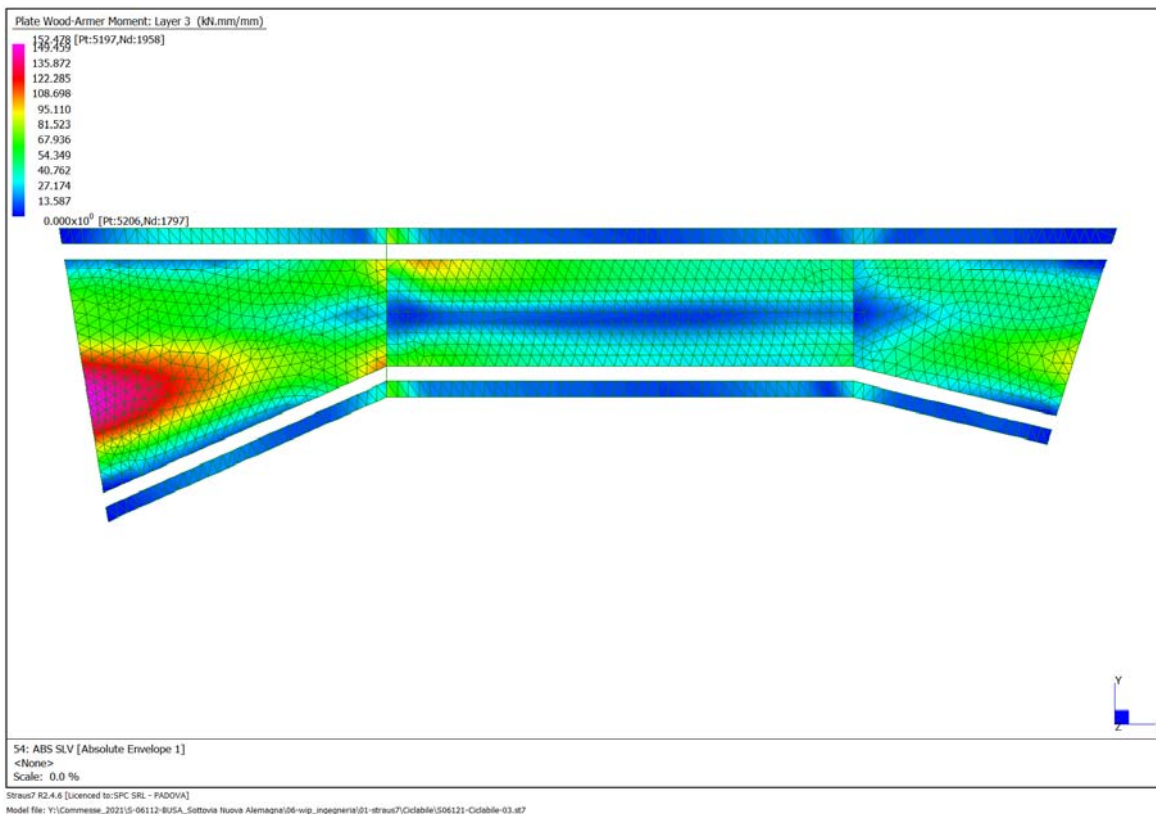


Figura 56: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura INFERIORE in direzione Y per le combinazioni SISMICHE

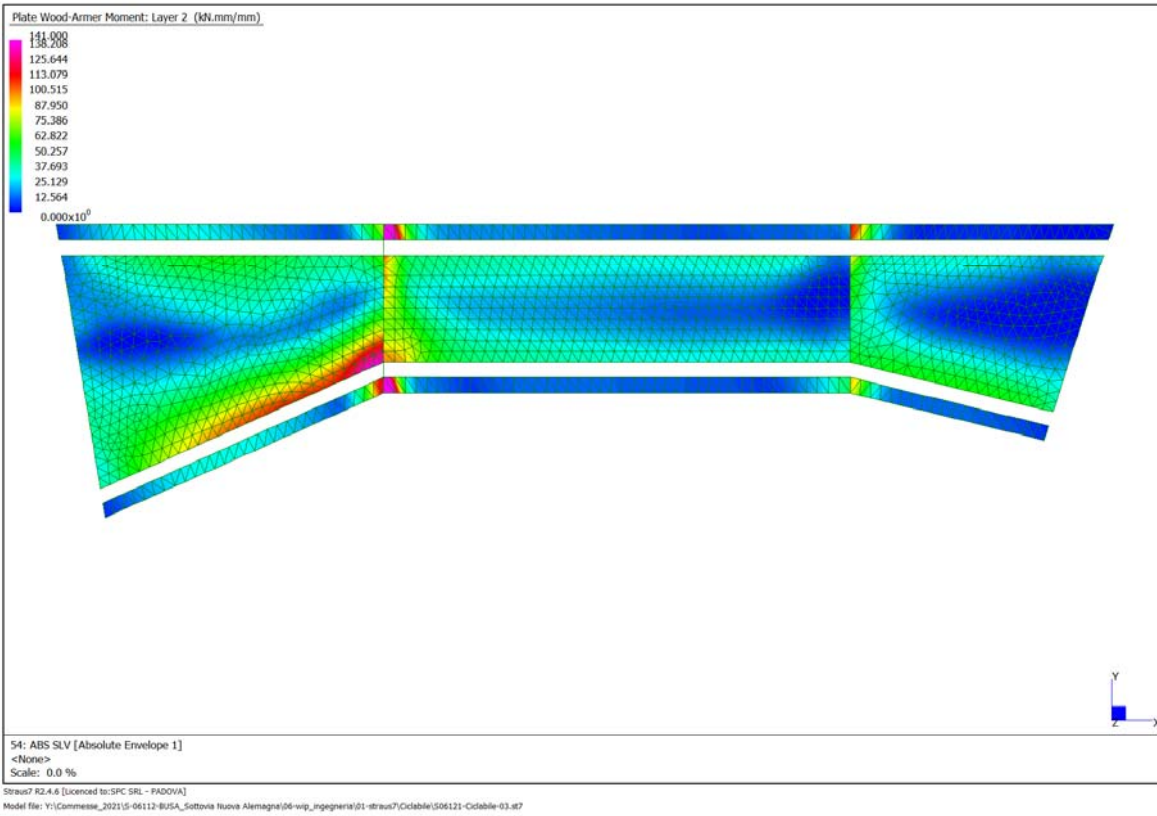


Figura 57: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura SUPERIORE in direzione X per le combinazioni SISMICHE

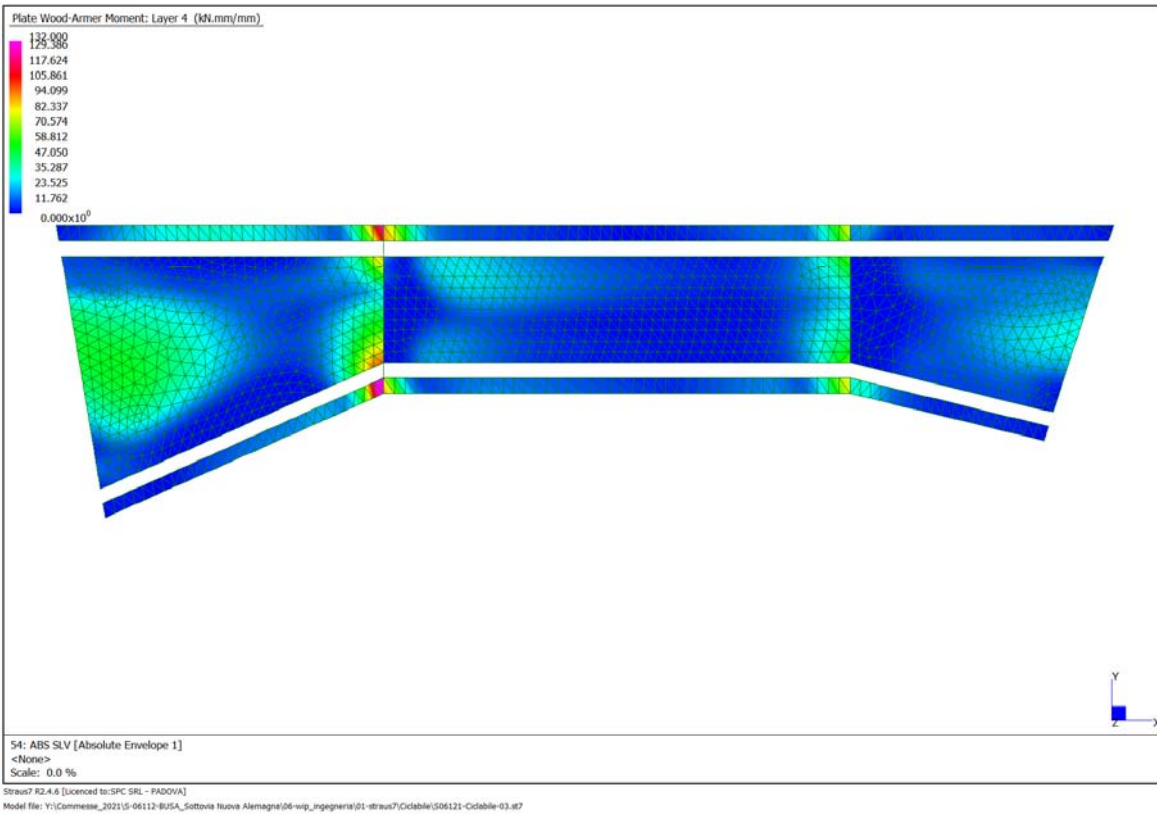


Figura 58: Involuppo dei momenti flettenti combinati alla WoodArmer relativo allo strato di armatura INFERIORE in direzione X per le combinazioni SISMICHE

Verifica armature in direzione trasversale Y

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo di picco in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati superiore ed inferiore

$$|M_{Ed}|_{max} = 317.9 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 367.8 \text{ kNm/m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaH70_5+5x20

Titolo :

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	15.71	5.5
			2	15.71	64.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali B450C C30/37

ε_{su} 1.96 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
E_s 200000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
ε_s/ε_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 367.8 kNm

σ_c -7.517 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 0.5063 ‰
ε_s 1.96 ‰
d 64.5 cm
x 13.24 x/d 0.2053
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

Precompresso

Verifica armature in direzione longitudinale X

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati superiore ed inferiore

$$|M_{Ed}|_{max} = 141.0 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 178.9 \text{ kNm/m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaH70_5+5x20

Titolo :

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	7.70	7.1
			2	7.70	62.9

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali B450C C30/37

ε_{su} 1.96 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
ε_s/ε_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 178.9 kNm

σ_c -5.619 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 0.3635 ‰
ε_s 1.96 ‰
d 62.9 cm
x 9.841 x/d 0.1565
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

Precompresso

11.2.3 Verifica a taglio

Geometria e materiali

B =	100 cm	Lato in direzione 1
H =	70 cm	Lato in direzione 2
c =	4.5 cm	Coprifero sulla staffa
d ₁ =	92.5 cm	Altezza utile in direzione 1
d ₂ =	64.5 cm	Altezza utile in direzione 2
ζ ₁ =	0.9	Trave direzione 1
ζ ₂ =	0.9	Trave direzione 2
z ₁ = ζ ₁ d ₁ =	83.3 cm	Braccio forze int. Dir 1
z ₂ = ζ ₂ d ₂ =	58.1 cm	Braccio forze int. Dir 2
A _c =	7000 cm ²	FC = 1.00
R _{ck} =	37.0 MPa	γ _s = 1.15
f _{ck} =	30.7 MPa	γ _c = 1.50
f _{yk} =	450 MPa	f _{cd} = 17.4 MPa
v =	0.5	f _{yd} = 391 MPa

Arm. Long. Tesa fless attorno asse 11

N	Ø [mm]	A _{sl} [cm ²]
5	20	15.70

$$A_{sl,2} [\text{cm}^2] = 15.70$$

Arm. Long. Tesa fless attorno asse 22

N	Ø [mm]	A _{sl} [cm ²]
0	0	0.00
0	0	0.00

$$A_{sl,1} [\text{cm}^2] = 0.00$$

Arm. Trasv. dir 2

$$\alpha = 90^\circ$$

N	Ø [mm]	passo [cm]	A _{sw} [cm ²]
0	20	0	0.00

$$A_{sw,2/p} [\text{cm}^2/\text{m}] = 0.00$$

Arm. Trasv. dir 1

$$\alpha = 90^\circ$$

N	Ø [mm]	passo [cm]	A _{sw} [cm ²]
0	0	0	0.00
0	0	0	0.00

$$A_{sw,1/p} [\text{cm}^2/\text{m}] = 0.00$$

Resistenza per elementi senza armatura a taglio - NTC 2018 §4.1.2.3.5.1

A _{sl} =	15.70 cm ²	(5ø20)	v _{min} =	0.377 MPa
ρ _l =	0.00243	k = 1.557		
Resistenza di calcolo:	V _{Rd} = 243.0 kN		ρ = V _{Ed} /V _{Rd} =	0.000 < 1

Con riferimento alla resistenza in assenza di armatura, il taglio limite per unità di lunghezza risulta pari a V_{Rd} = 243 kN/m

Le figure seguenti evidenziano come il taglio sollecitante nelle due direzioni risulti inferiori a quello resistente in assenza di armature a taglio, ad eccezione di limitate zone piccolo numerico legate alla nella modellazione del salto di quota, per altro di estensione comparabile alla zona di nodo.

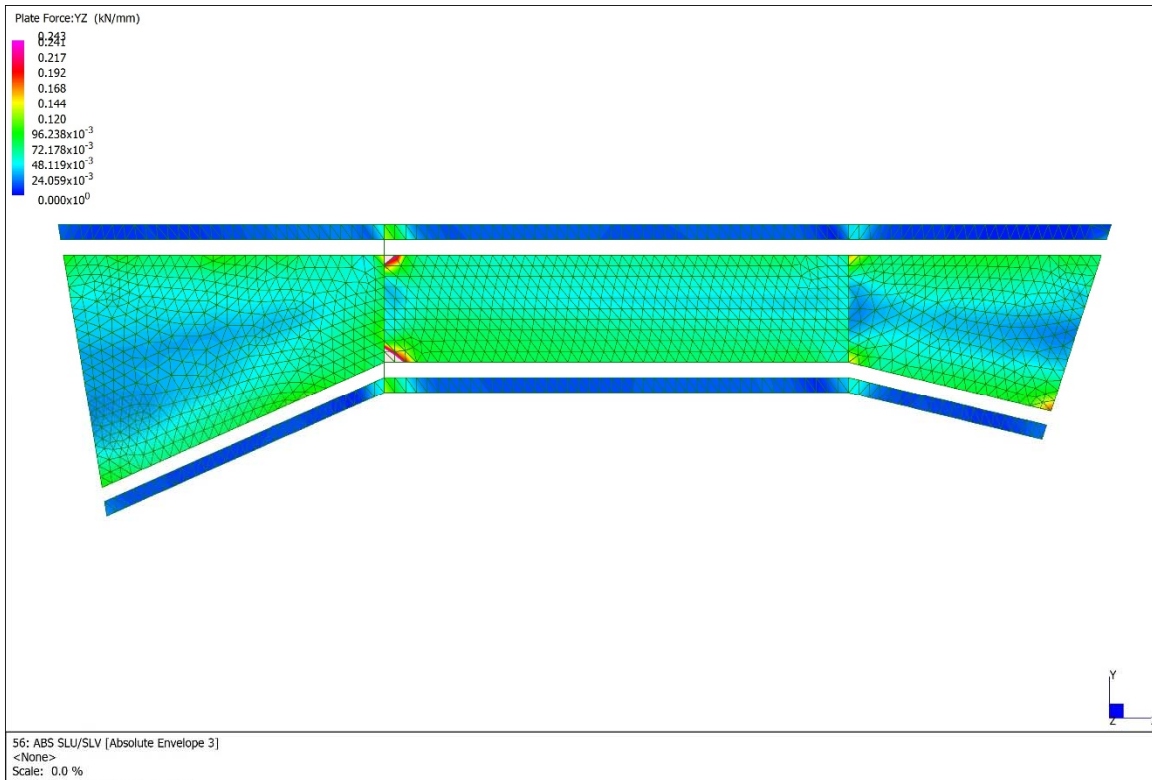


Figura 59: Involuppo delle sollecitazioni di taglio in direzione trasversale (dir.ZY) con range pari al limite di resistenza di elemento non armato a taglio

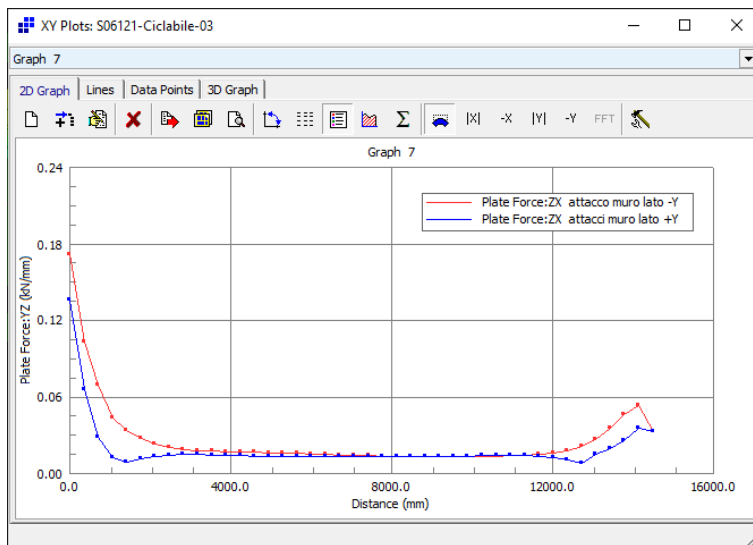


Figura 60: Andamento delle forze di taglio unitario FZX lungo l'attacco del muro lato Nord e Sud della zona centrale valutate per l'involuppo del valore assoluto delle sollecitazioni allo SLU/SLV.

11.2.4 Verifiche agli SLE

11.2.4.1 Verifiche per condizioni di carico Rara

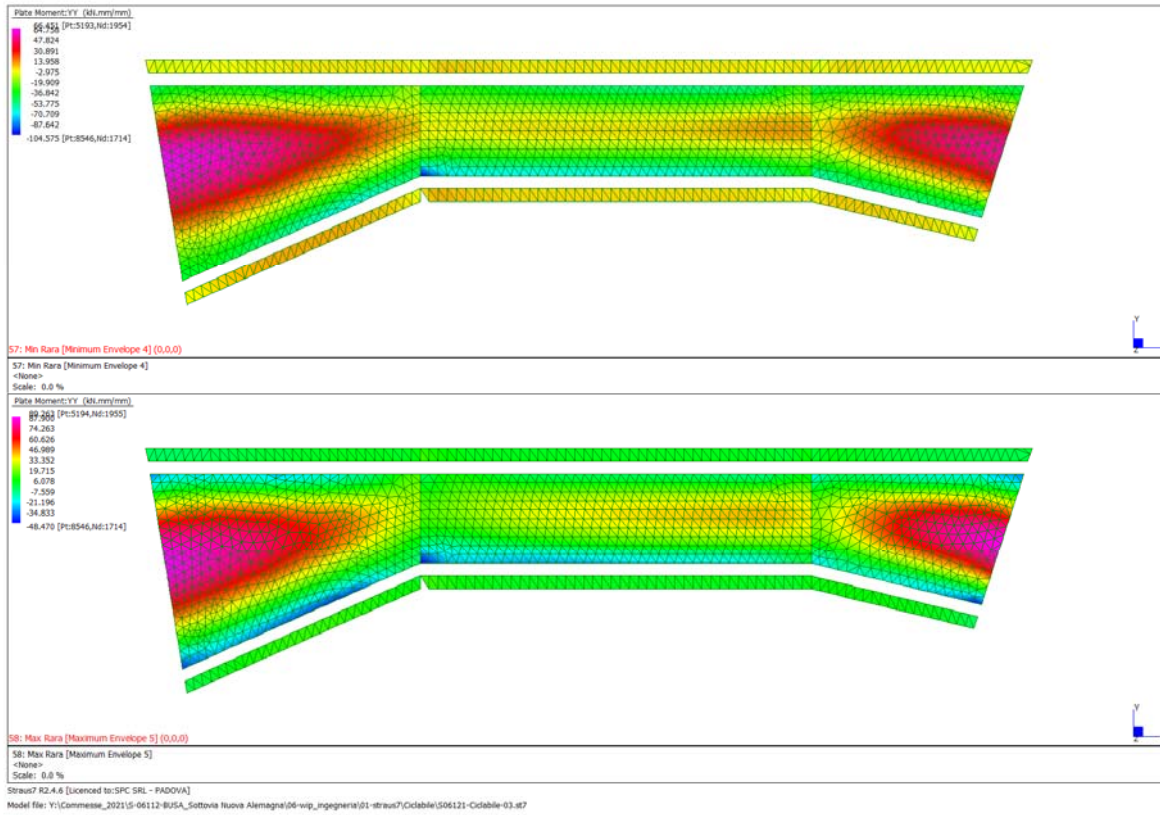


Figura 61: Involuppo dei momento flettenti minimi e massimi in direzione Y per le combinazioni Rare

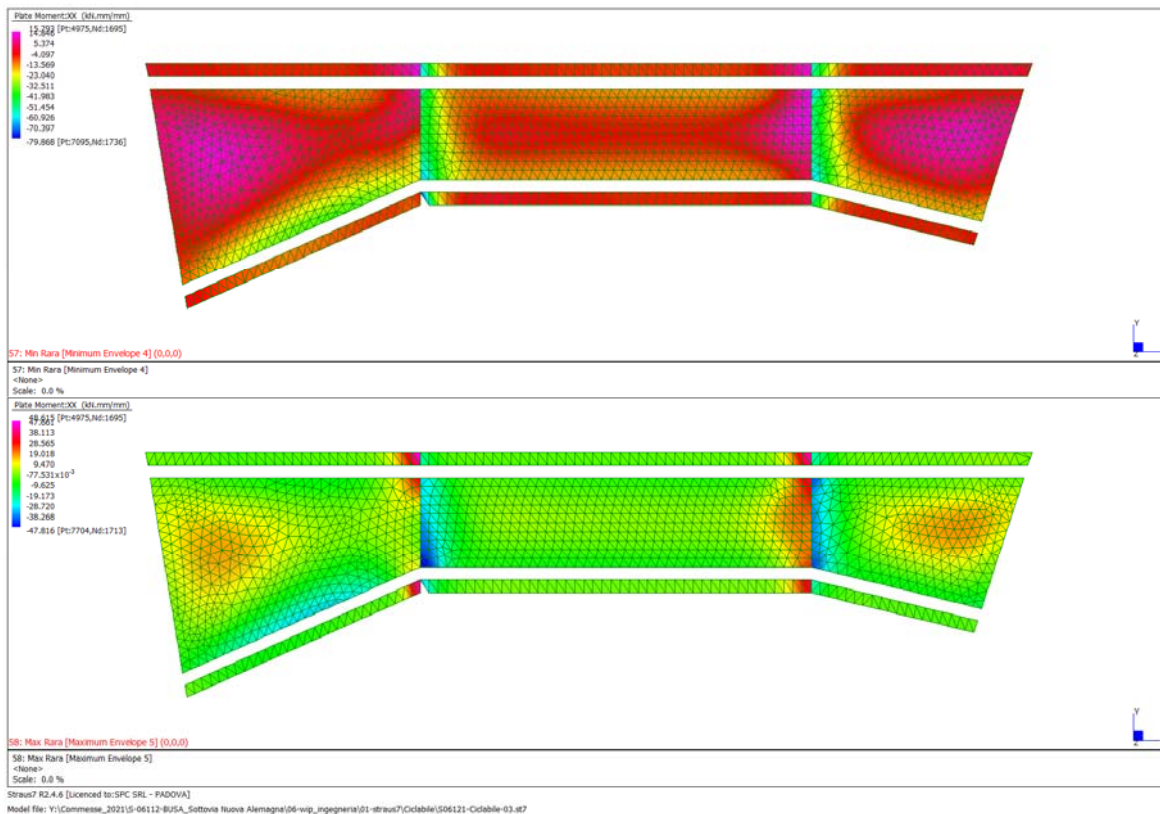


Figura 62: Involuppo dei momento flettenti minimi e massimi in direzione X per le combinazioni Rare

Verifica tensioni per momenti in direzione Y

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione trasversale.

$$|M_{Ed}|_{max} = 104.6 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		70	5	20	15.71	4.5	64.5	5	20	15.71	4.5	5.5
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		10 460	0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Rara	As (cm ²) = 15.71					As (cm ²) = 15.71				
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE					Condizioni ambientali				
Rck (daN/cm ²)		370	Beff		100.0 cm		n =		6.24		Condizione =	
fck (daN/cm ²)		307.1	Deff		19.5 cm		Aeff		1950 cm ²		Molto Aggressive	
fctm (daN/cm ²)		29.42	Aeff		1950 cm ²		As in Aeff		15.71 cm ²		Armatura =	
fyk (daN/cm ²)		4500	ρr		0.00806		S (cm)		20.0 (spaziatura 1° strato)		Non Sensibile	
Ec (daN/cm ²)		330194	S (cm)		20.0 (spaziatura 1° strato)		Ø (mm)		20.0 (Ømed 1° strato)			
Es (daN/cm ²)		2060000	cf (cm)		4.5 (ricoprimento 1° strato)							
Es/Ec		6.2										
β1		1										
β2		0.5										
k2		0.4										
k3		0.125										
Stato I			Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure									
y (cm ²)		35.0										
Jid (cm ⁴)		3 028 899										
σc=	12.1	kg/cm ²										
σs=	75.4	kg/cm ²										
Stato II			Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio									
y (cm ²)		9.9										
Jid (cm ⁴)		326 388										
σc=	31.8	kg/cm ²										
σs=	1091	kg/cm ²										
Passaggio stato I-II												
Msr (kgm)		25 460										
σsr=	2656	kg/cm ²										

Verifica tensioni per momenti in direzione X

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione longitudinale

$$|M_{Ed}|_{max} = 79.90 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		70	5	12	5.65	6.5	62.9	5	12	5.65	6.5	7.1
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		7 990	0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Rara	As (cm ²) = 5.65					As (cm ²) = 5.65				
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE					Condizioni ambientali				
Rck (daN/cm ²)		370	Beff		100.0 cm		n =		6.24		Condizione =	
fck (daN/cm ²)		307.1	Deff		15.5 cm		Aeff		1550 cm ²		Armatura =	
fctm (daN/cm ²)		29.42	As in Aeff		5.65 cm ²		ρr		0.00365		Molto Aggressive	
fyk (daN/cm ²)		4500	S (cm)		20.0 (spaziatura 1° strato)		S (cm)		20.0 (spaziatura 1° strato)		Non Sensibile	
Ec (daN/cm ²)		330194	Ø (mm)		12.0 (Ømed 1° strato)		Ø (mm)		12.0 (Ømed 1° strato)		Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure	
Es (daN/cm ²)		2060000	cf (cm)		6.5 (ricoprimento 1° strato)		cf (cm)		6.5 (ricoprimento 1° strato)		<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; min-height: 50px;"> Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio </div>	
Es/Ec		6.2	Stato I		y (cm ²) 35.0		σc =		41.9 kg/cm ²		ρ = 0.012 < 1 ok	
β1		1	Stato II		Jid (cm ⁴) 2 913 257		σs =		2322 kg/cm ²		ρ = 0.645 < 1 ok	
β2		0.5	Passaggio stato I-II		y (cm ²) 6.4		σsr =		7117 kg/cm ²			
k2		0.4			Jid (cm ⁴) 121 374							
k3		0.125			σc = 41.9 kg/cm ²							
					σs = 2322 kg/cm ²							
					σsr = 7117 kg/cm ²							
					Msr (kgm) 24 488							
					σsr = 7117 kg/cm ²							

11.2.4.2 Verifiche per condizione di carico Frequente

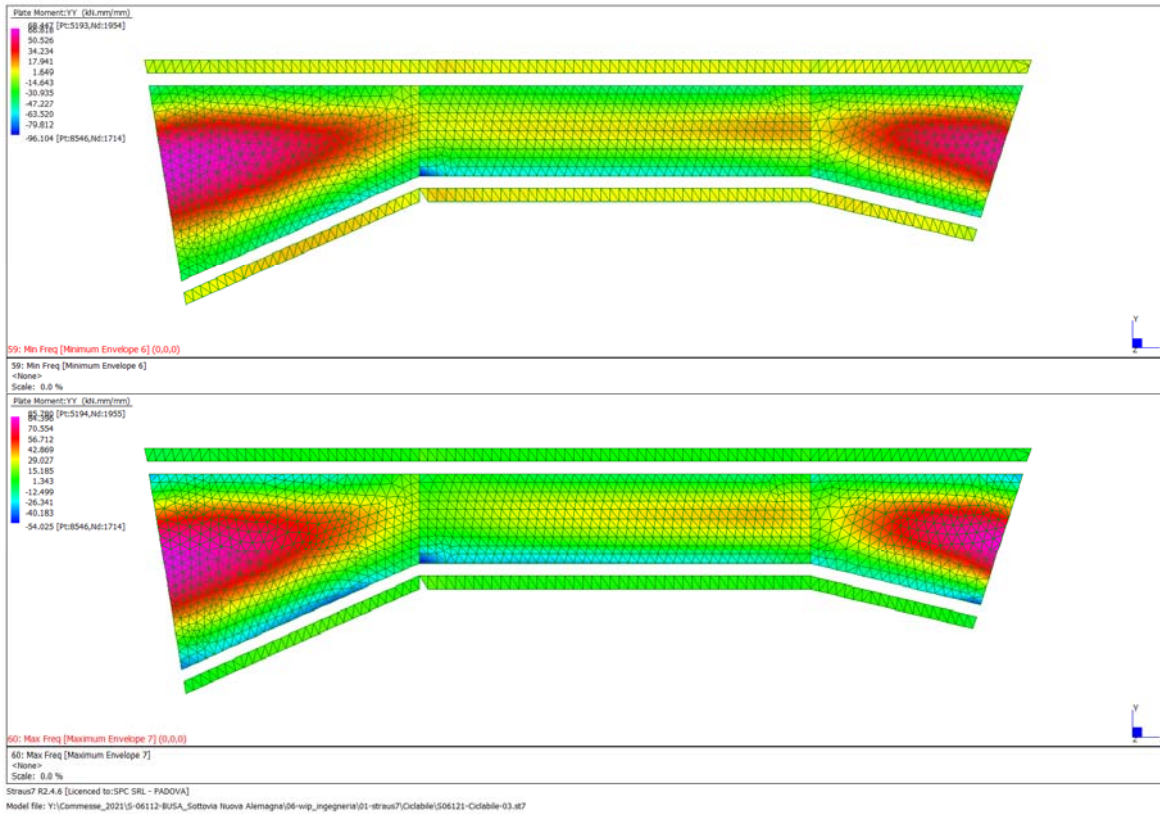


Figura 63: Involuppo dei momento flettenti minimi e massimi in direzione Y per le combinazioni Frequenti

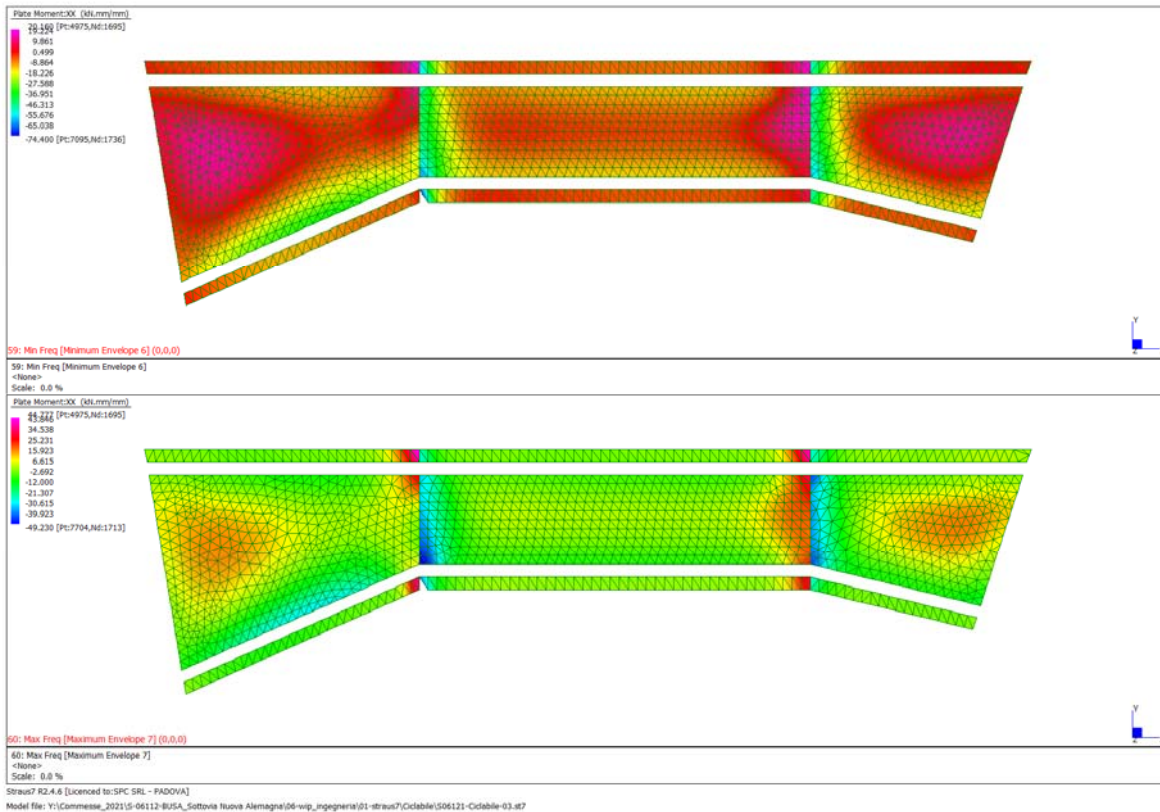


Figura 64: Involuppo dei momento flettenti minimi e massimi in direzione X per le combinazioni Frequenti

Verifica apertura fessure per momenti in direzione Y

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione trasversale

$$|M_{Ed}|_{max} = 96.10 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		70	5	20	15.71	4.5	64.5	5	20	15.71	4.5	5.5
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		9 610	0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		▼ Frequente	As (cm ²) = 15.71					As (cm ²) = 15.71				
DATI MATERIALI			d = 64.5					d' = 5.5				
Rck (daN/cm ²)		370	AREA EFFICACE									
fck (daN/cm ²)		307.1	B _{eff} 100.0 cm					n = 6.24				
fctm (daN/cm ²)		29.42	D _{eff} 19.5 cm									
f _{yk} (daN/cm ²)		4500	A _{eff} 1950 cm ²									
E _c (daN/cm ²)		330194	A _{s in A_{eff}} 15.71 cm ²									
E _s (daN/cm ²)		2060000	ρ _r 0.00806									
E _s /E _c		6.2	S (cm) 20.0 (spaziatura 1° strato)									
β ₁		1	Ø (mm) 20.0 (Ø _{med} 1° strato)									
β ₂		0.5	cf (cm) 4.5 (ricoprimento 1° strato)									
k ₂		0.4	Condizioni ambientali									
k ₃		0.125	Condizione = Molto Aggressive									
Stato I			Armatura = Non Sensibile									
y (cm ²)		35.0	Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure									
J _{id} (cm ⁴)		3 028 899	Distanza tra le fessure Δ _{sm} = 25.4 cm									
σ _c = (kg/cm ²)		11.1	Dilatazione media ε _{sm} = 2.920E-04									
σ _s = (kg/cm ²)		69.3	Apertura caratteristica w_k = 0.00 mm Sez. non fessurata									
Stato II			Combinazione frequente w _{lim} = 0.2 mm					ok				
y (cm ²)		9.9										
J _{id} (cm ⁴)		326 388										
σ _c = (kg/cm ²)		29.2										
σ _s = (kg/cm ²)		1003										
Passaggio stato I-II												
M _{sr} (kgm)		25 460										
σ _{sr} = (kg/cm ²)		2656										

Verifica apertura fessure per momenti in direzione X

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione longitudinale

$$|M_{Ed}|_{max} = 74.40 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA					
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	
ALTEZZA (cm)		70	5	12	5.65	6.5	62.9	5	12	5.65	6.5	7.1	
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0	
M (daNm)		7 440	0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0	
Combinazione:		▼ Frequente	As (cm ²) = 5.65 d = 62.9					As (cm ²) = 5.65 d' = 7.1					
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE										
Rck (daN/cm ²)		370	Beff		100.0 cm		n =		6.24				
fck (daN/cm ²)		307.1	Deff		15.5 cm								
fctm (daN/cm ²)		29.42	Aeff		1550 cm ²								
fyk (daN/cm ²)		4500	As in Aeff		5.65 cm ²								
Ec (daN/cm ²)		330194	ρr		0.00365								
Es (daN/cm ²)		2060000	S (cm)		20.0 (spaziatura 1° strato)								
Es/Ec		6.2	Ø (mm)		12.0 (Ømed 1° strato)								
β1		1	cf (cm)		6.5 (ricoprimento 1° strato)								
β2		0.5	Condizioni ambientali										
k2		0.4	Condizione =		Molto Aggressive								
k3		0.125	Armatura =		Non Sensibile								
Stato I			Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure										
y (cm ²)		35.0	Distanza tra le fessure Δsm =		33.4 cm								
Jid (cm ⁴)		2 913 257	Dilatazione media εsm =		6.298E-04								
σc =	8.9	kg/cm ²	Apertura caratteristica wk =		0.00 mm		Sez. non fessurata						
σs =	55.8	kg/cm ²	Combinazione frequente wlim =		0.2 mm		ok						
Stato II													
y (cm ²)		6.4	Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio										
Jid (cm ⁴)		121 374											
σc =	39.0	kg/cm ²											
σs =	2162	kg/cm ²											
Passaggio stato I-II													
Msr (kgm)		24 488											
σsr =	7117	kg/cm ²											

11.2.4.3 Verifiche per le condizioni di carico Quasi Permanente

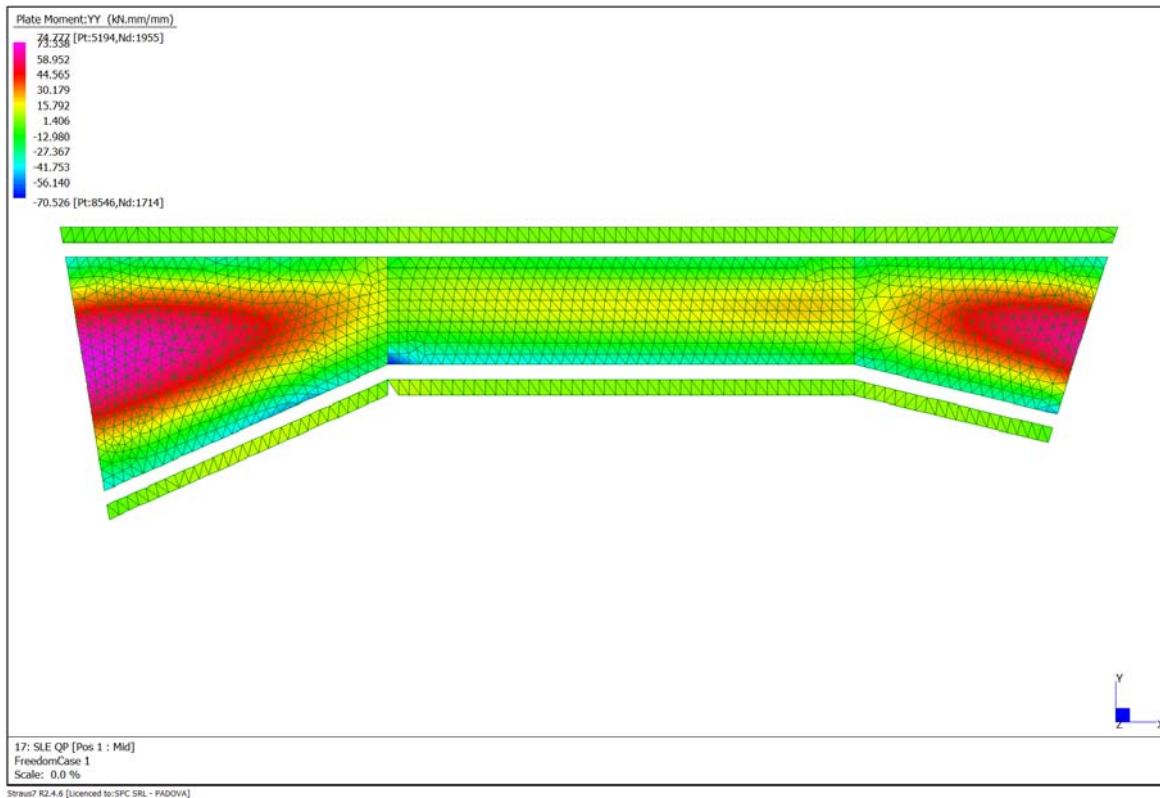


Figura 65: Momenti flettenti in direzione Y per la combinazione Quasi Permanente

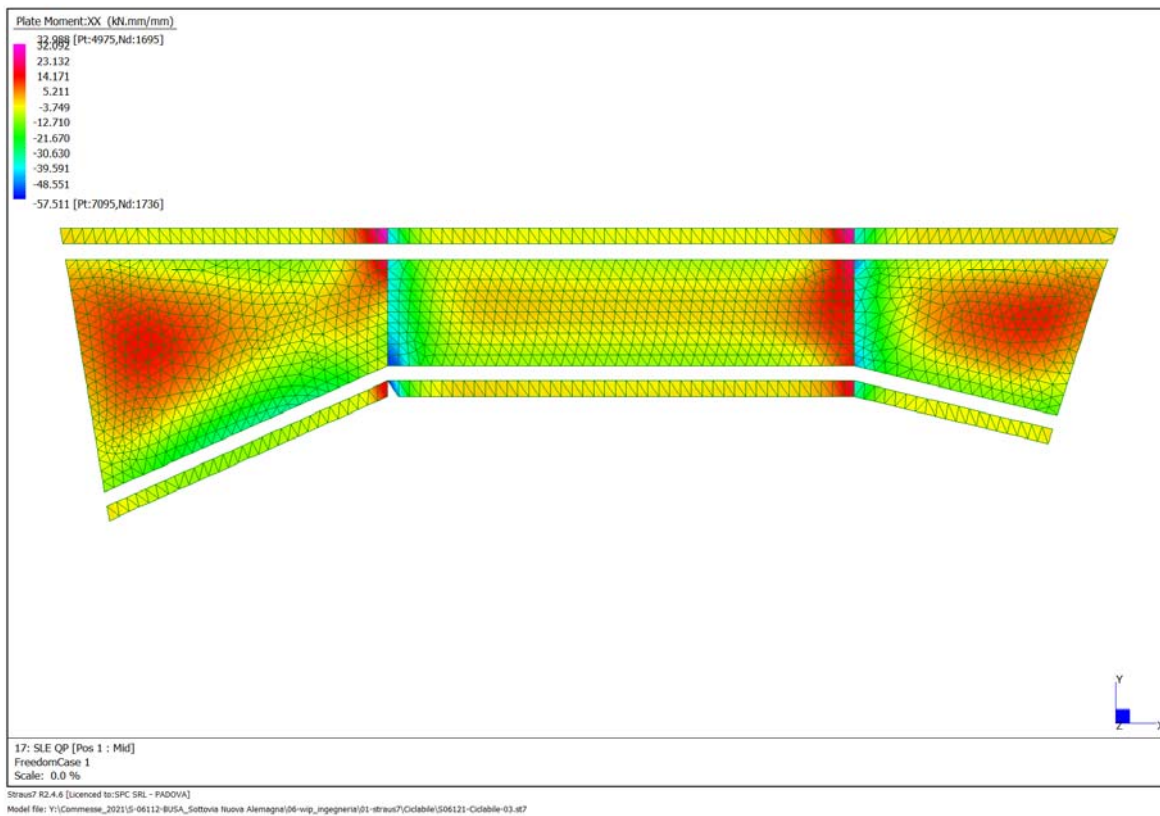


Figura 66: Momenti flettenti in direzione X per la combinazione Quasi Permanente

Verifica delle tensioni e dell'apertura di fessura per momenti in direzione Y

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione trasversale

$$|M_{Ed}|_{max} = 74.7 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		70	5	20	15.71	4.5	64.5	5	20	15.71	4.5	5.5
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		7 470	0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Quasi permanente	As (cm ²) = 15.71					As (cm ²) = 15.71				
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE					Condizioni ambientali				
Rck (daN/cm ²)		370	B _{eff} 100.0 cm n = 6.24					Condizione = Molto Aggressive				
f _{ck} (daN/cm ²)		307.1	D _{eff} 19.5 cm					Armatura = Non Sensibile				
f _{ctm} (daN/cm ²)		29.42	A _{eff} 1950 cm ²					Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure				
f _{yk} (daN/cm ²)		4500	As in A _{eff} 15.71 cm ²					Distanza tra le fessure Δ _{sm} = 25.4 cm				
E _c (daN/cm ²)		330194	ρ _r 0.00806					Dilatazione media ε _{sm} = 2.270E-04				
E _s (daN/cm ²)		2060000	S (cm) 20.0 (spaziatura 1° strato)					Apertura caratteristica w _k = 0.00 mm Sez. non fessurata				
E _s /E _c		6.2	Ø (mm) 20.0 (Ømed 1° strato)					Combinazione q.perm w _{lim} = 0.2 mm				
β ₁		1	cf (cm) 4.5 (ricoprimento 1° strato)					Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio				
β ₂		0.5	Stato I					σ _c = 22.7 daN/cm ² < 0.45f _{ck} = 138daN/cm ² ρ = 0.164 < 1 ok				
k ₂		0.4	y (cm ²) 35.0									
k ₃		0.125	J _{id} (cm ⁴) 3 028 899									
Stato I			σ _c = 8.6 kg/cm ²									
Stato II			σ _s = 53.9 kg/cm ²									
Passaggio stato I-II			y (cm ²) 9.9									
			J _{id} (cm ⁴) 326 388									
			σ _c = 22.7 kg/cm ²									
			σ _s = 779 kg/cm ²									
			M _{sr} (kgm) 25 460									
			σ _{sr} = 2656 kg/cm ²									

Verifica delle tensioni e dell'apertura di fessura per momenti in direzione X

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione longitudinale

$$|M_{Ed}|_{max} = 57.5 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		70	5	12	5.65	6.5	62.9	5	12	5.65	6.5	7.1
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		5 750	0	0	0.00	0.0	70.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Quasi permanente	As (cm ²) = 5.65					d = 62.9				
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE					As (cm ²) = 5.65				
Rck (daN/cm ²)		370	Beff		100.0 cm		n =		6.24			
fck (daN/cm ²)		307.1	Deff		15.5 cm							
fctm (daN/cm ²)		29.42	Aeff		1550 cm ²							
fyk (daN/cm ²)		4500	As in Aeff		5.65 cm ²							
Ec (daN/cm ²)		330194	ρr		0.00365							
Es (daN/cm ²)		2060000	S (cm)		20.0 (spaziatura 1° strato)							
Es/Ec		6.2	Ø (mm)		12.0 (Ømed 1° strato)							
β1		1	cf (cm)		6.5 (ricoprimento 1° strato)							
β2		0.5	Condizioni ambientali									
k2		0.4	Condizione = Molto Aggressive									
k3		0.125	Armatura = Non Sensibile									
Stato I			Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure									
y (cm ²)		35.0	Distanza tra le fessure Δsm = 33.4 cm									
Jid (cm ⁴)		2 913 257	Dilatazione media εsm = 4.867E-04									
σc =	6.9	kg/cm ²	Apertura caratteristica wk = 0.00 mm Sez. non fessurata									
σs =	43.1	kg/cm ²	Combinazione q.perm wlim = 0.2 mm									
Stato II			Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio									
y (cm ²)		6.4	σc = 30.1 daN/cm ² < 0.45fck = 138daN/cm ² ρ = 0.218 < 1 ok									
Jid (cm ⁴)		121 374										
σc =	30.1	kg/cm ²										
σs =	1671	kg/cm ²										
Passaggio stato I-II												
Msr (kgm)		24 488										
σsr =	7117	kg/cm ²										

11.3 Muri

L'armatura dei muri di spessore 50cm è rappresentata da 1+1 \varnothing 20/20 in direzione verticale interni ed esterni ed 1+1 \varnothing 12/20 interni ed esterni in direzione orizzontale.

La forza assiale di compressione massima in direzione verticale per unità di lunghezza risulta di 0.278 kN/mm. Il valore adimensionalizzato rispetto la resistenza a compressione della sola sezione di c.a. risulta:

$$\nu = N_{Ed}/A_c f_{cd} = 278e3/(1000 \times 500 \times 15.87) = 0.035$$

Valore molto limitato per cui il valore del momento resistente a pressoflessione è prossimo a quello di flessione semplice.

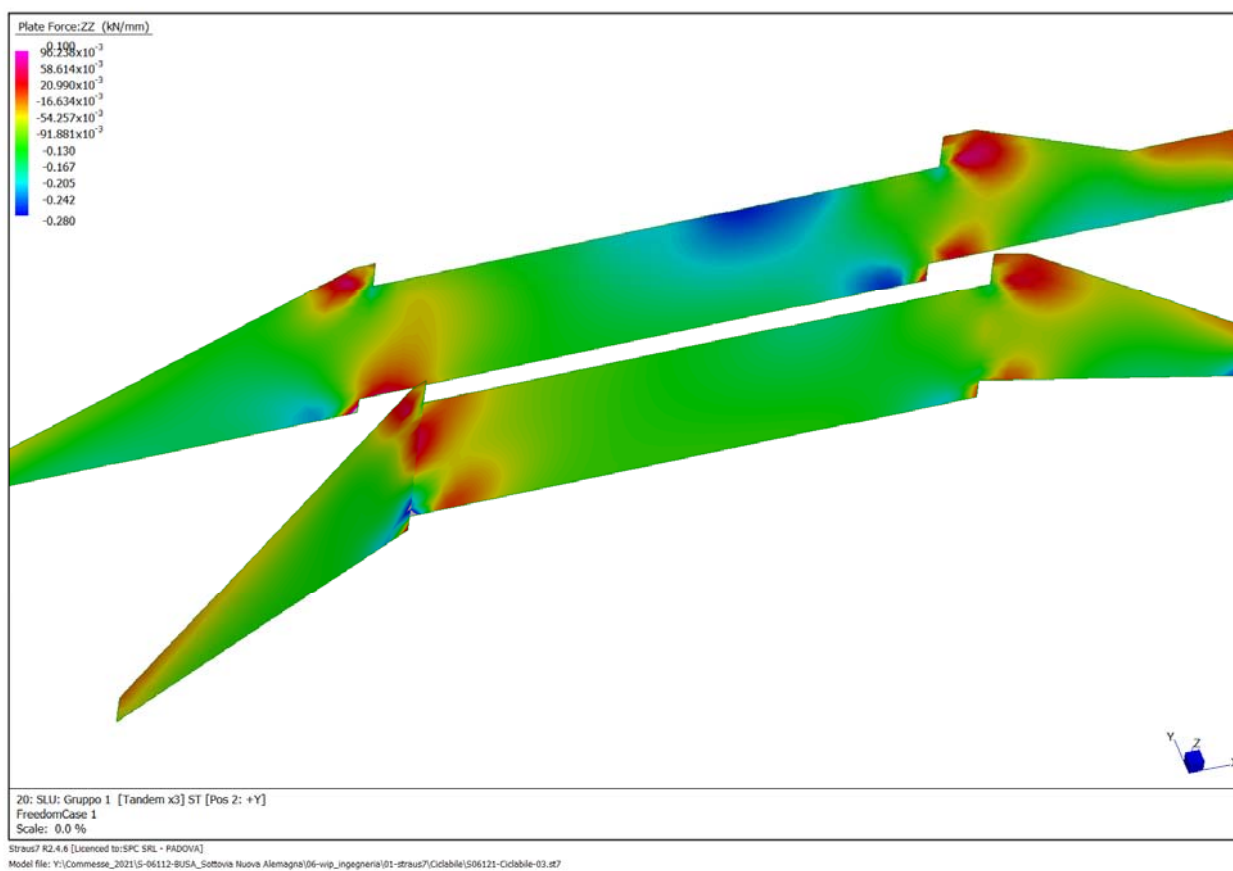


Figura 67: Forza assiale per unità di lunghezza in direzione verticale per la condizione di carico SLU con carico stradale di schema 1 e posizione del carico tandem in prossimità del muro +Y

11.3.1 Verifica a pressoflessione per le combinazioni statiche

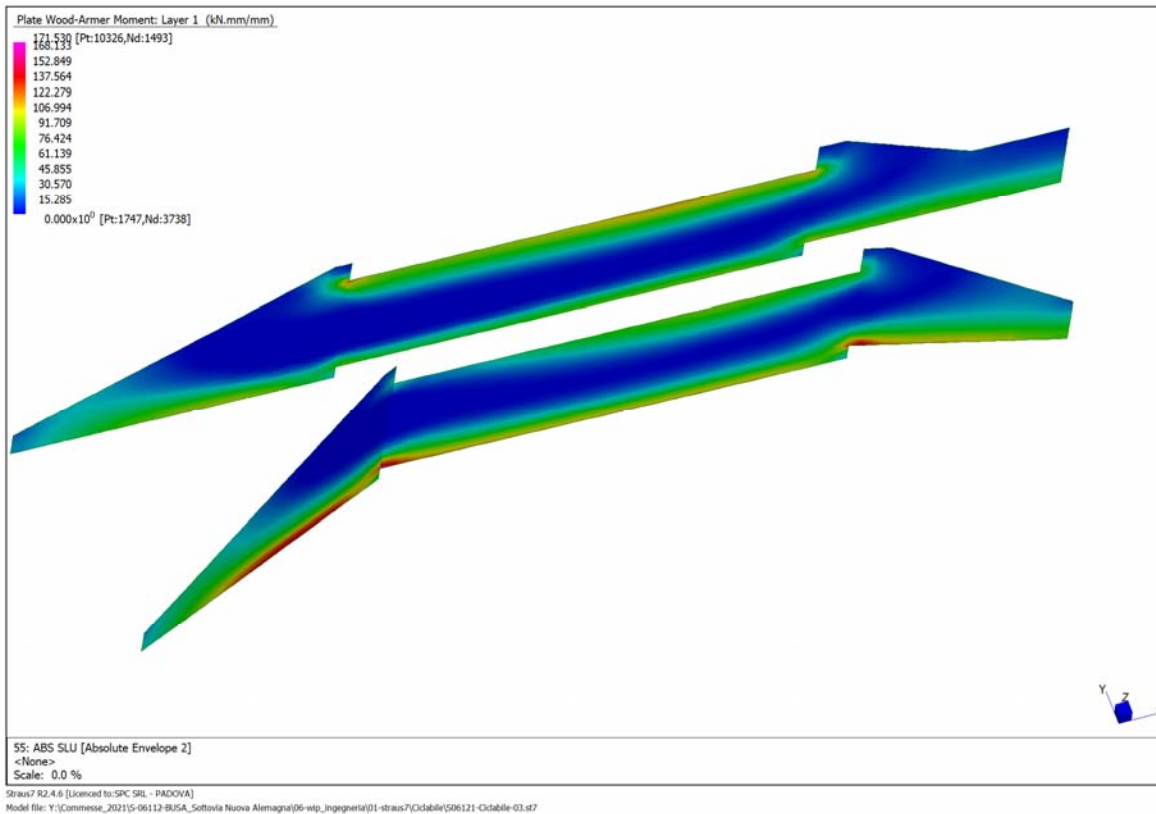


Figura 68: Involuppo dei momenti combinati alla Wood Armer per lo strato di armatura in direzione verticale lati esterni per le comb. SLU

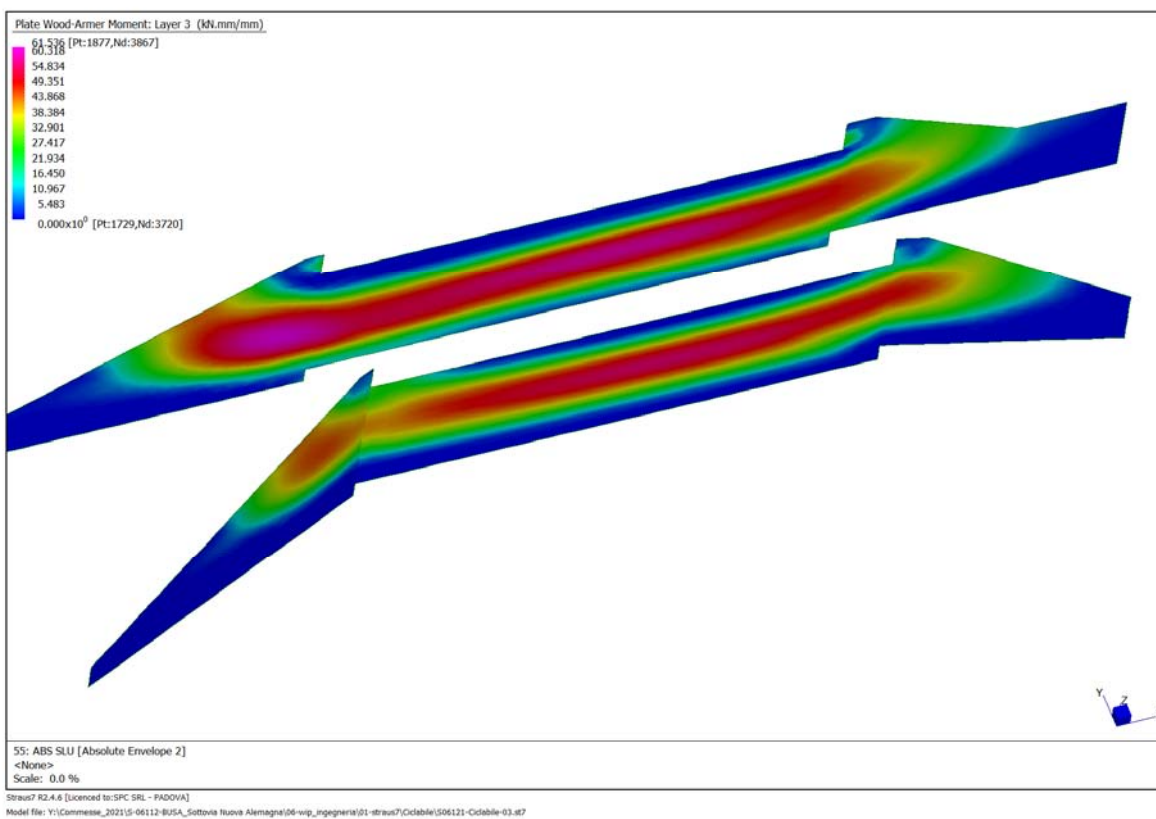


Figura 69: Involuppo dei momenti combinati alla Wood Armer per lo strato di armatura in direzione verticale lati interni per le comb. SLU

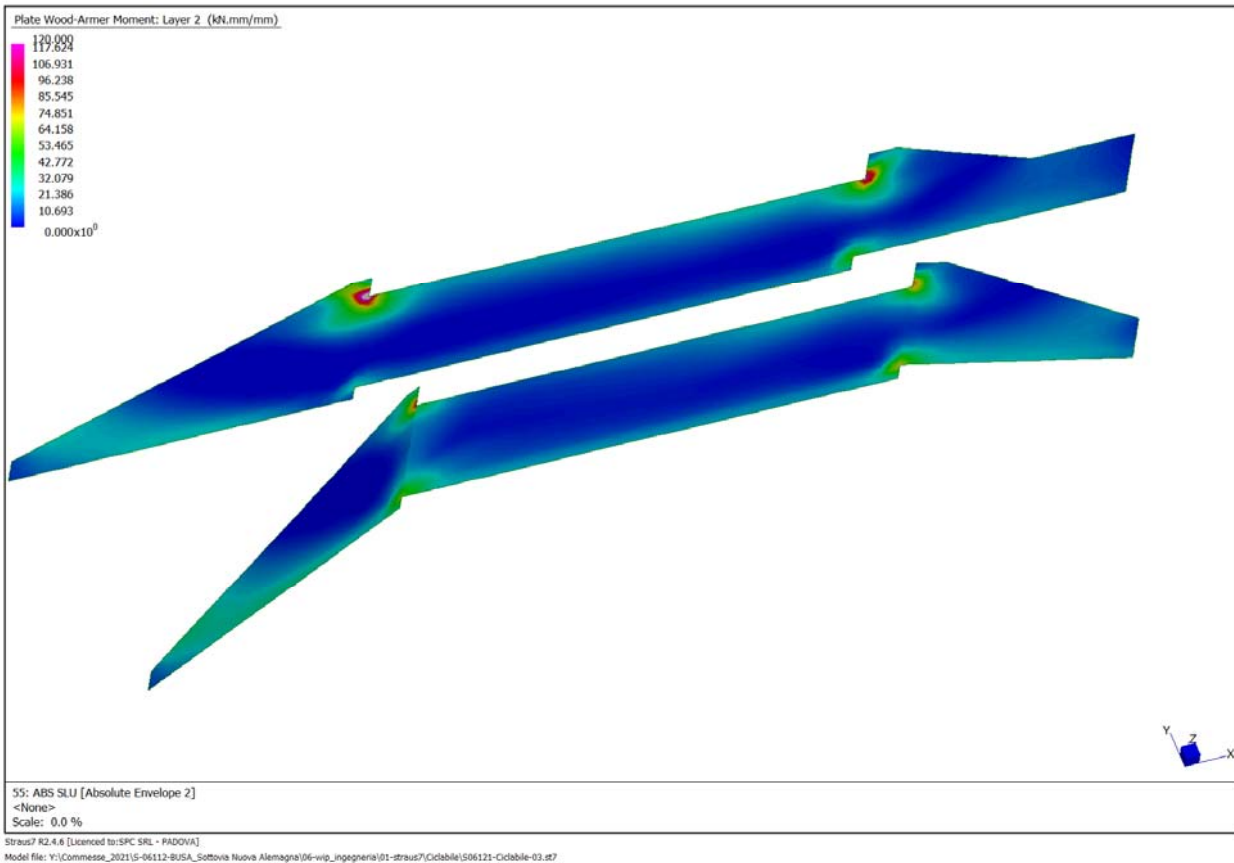


Figura 70: Involuppo dei momenti combinati alla Wood Armer per lo strato di arm. in direzione orizzontale lati esterni per le comb. SLU

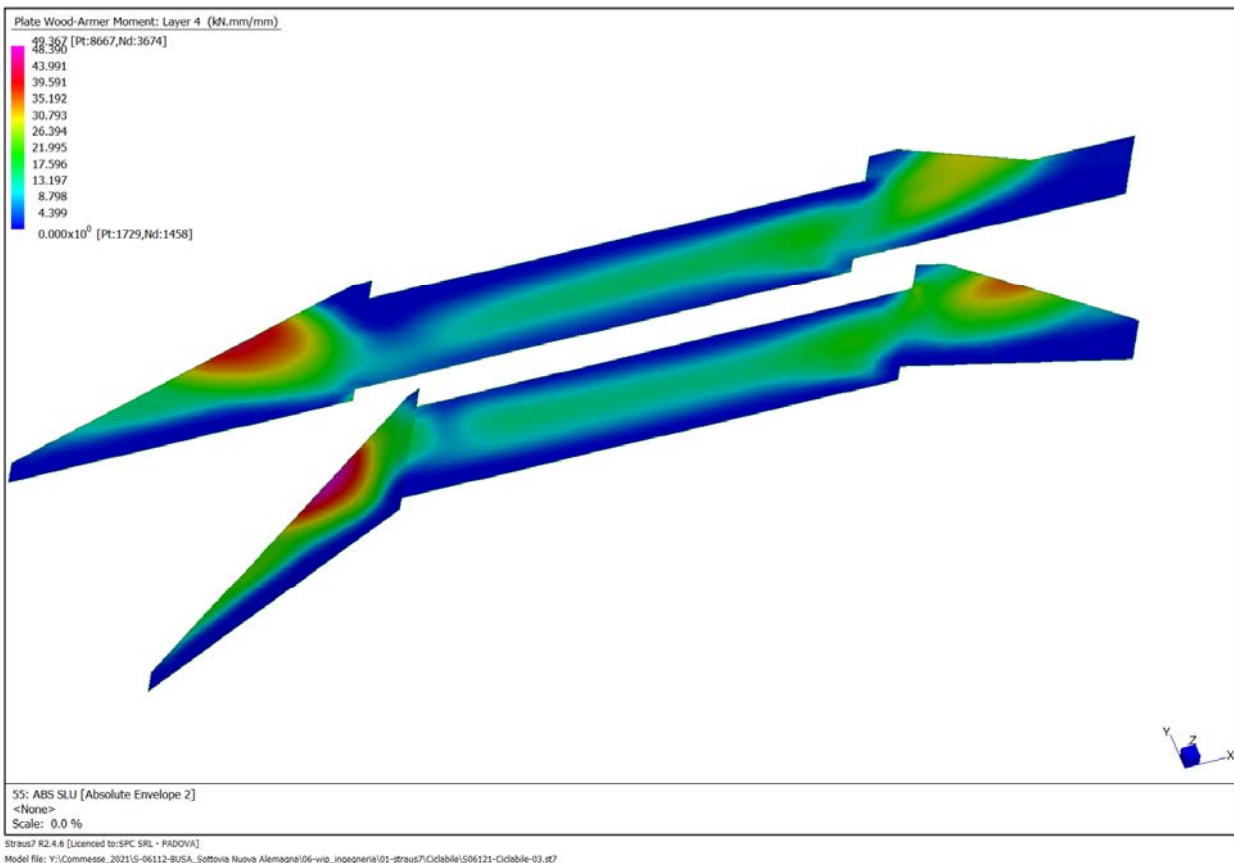


Figura 71: Involuppo dei momenti combinati alla Wood Armer per lo strato di arm. in direzione orizzontale lati interni per le comb. SLU

Verifica armature in direzione verticale

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati di armatura verticale lato interno ed esterno

$$|M_{Ed}|_{max} = 171.5 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 263.4 \text{ kNm/m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaH50_5+5p20

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

Titolo: []

N° figure elementari: 1 Zoom

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	5.5
			2	15.71	44.5

Materiali: B450C, C30/37

Proprietà materiali:

- ϵ_{su} : 67.5 %
- f_{yd} : 391.3 N/mm²
- E_s : 200 000 N/mm²
- ϵ_s / ϵ_c : 15
- ϵ_{syd} : 1.957 %
- $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
- τ_{c1} : 2.029
- ϵ_{c2} : 2 %
- ϵ_{cu} : 3.5
- f_{cd} : 17
- f_{cc} / f_{cd} : 0.8
- $\sigma_{c,adm}$: 11.5
- τ_{co} : 0.6933

P.to applicazione N: Centro

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

Calcola MRd: 263.4 kNm/m

Precompresso:

Verifica armature in direzione longitudinale X

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati di armatura verticale lato interno ed esterno

$$|M_{Ed}|_{max} = 120.0 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 148.8 \text{ kNm/m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaH70_5+5p12

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

Titolo: []

N° figure elementari: 1 Zoom

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	5.65	7.1
			2	5.65	62.9

Materiali: B450C, C30/37

Proprietà materiali:

- ϵ_{su} : 67.5 %
- f_{yd} : 391.3 N/mm²
- E_s : 200 000 N/mm²
- ϵ_s / ϵ_c : 15
- ϵ_{syd} : 1.957 %
- $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
- τ_{c1} : 2.029
- ϵ_{c2} : 2 %
- ϵ_{cu} : 3.5
- f_{cd} : 17
- f_{cc} / f_{cd} : 0.8
- $\sigma_{c,adm}$: 11.5
- τ_{co} : 0.6933

P.to applicazione N: Centro

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

Calcola MRd: 148.8 kNm/m

Precompresso:

11.3.2 Verifica a pressoflessione per le combinazioni sismiche

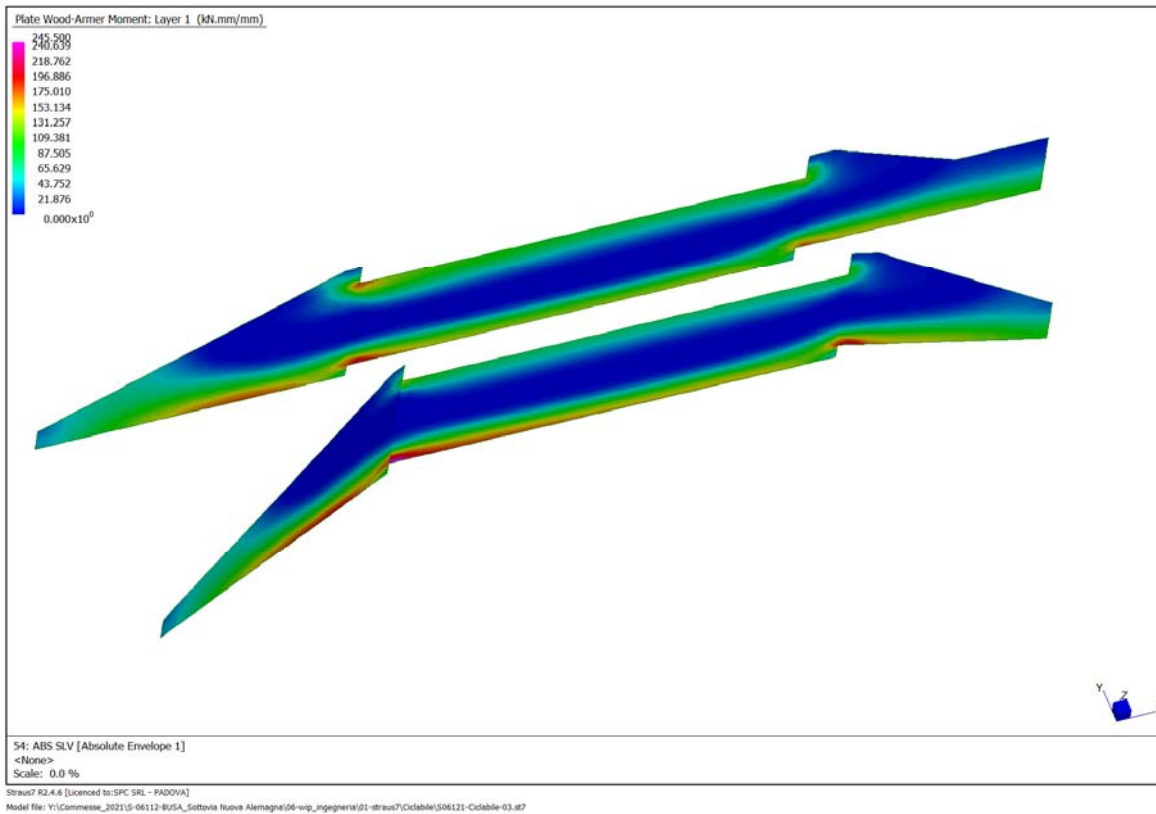


Figura 72: Involuppo dei momenti combinati alla Wood Armer per lo strato di armatura in direzione verticale lati esterni per le comb. SLV

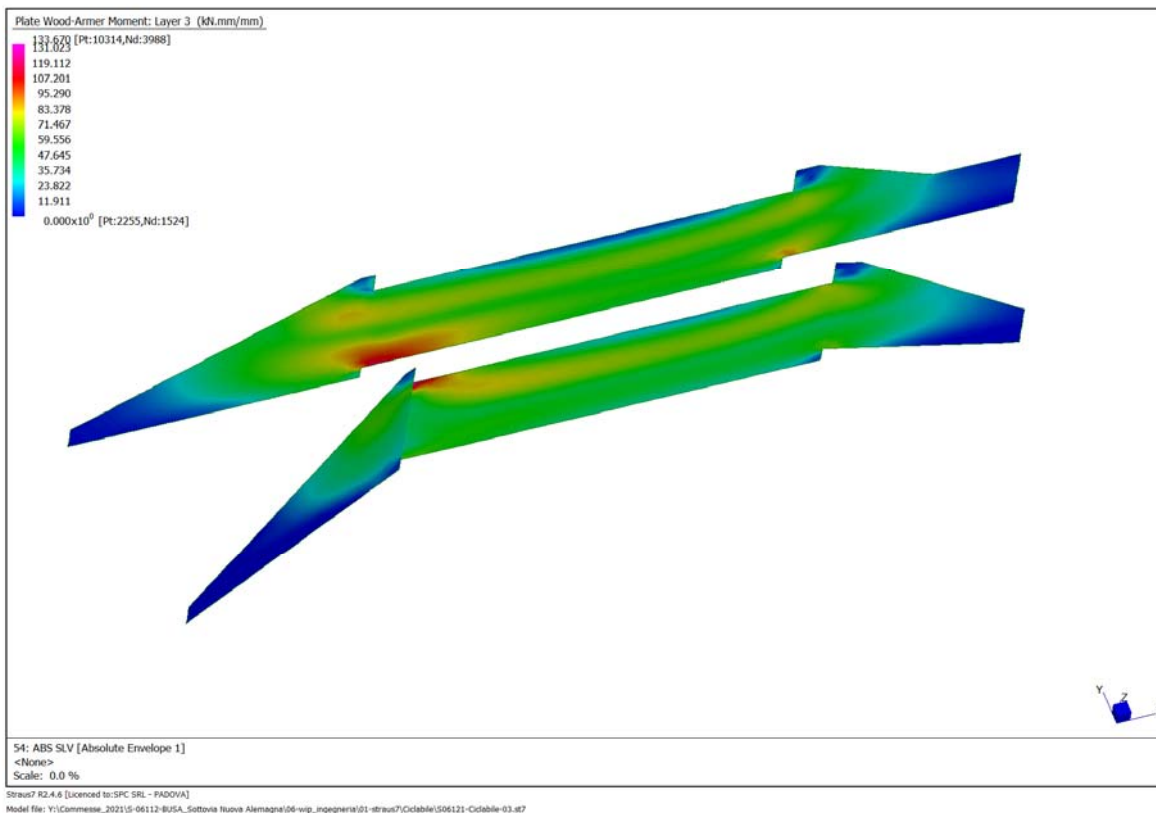


Figura 73: Involuppo dei momenti combinati alla Wood Armer per lo strato di armatura in direzione verticale lati interni per le comb. SLU

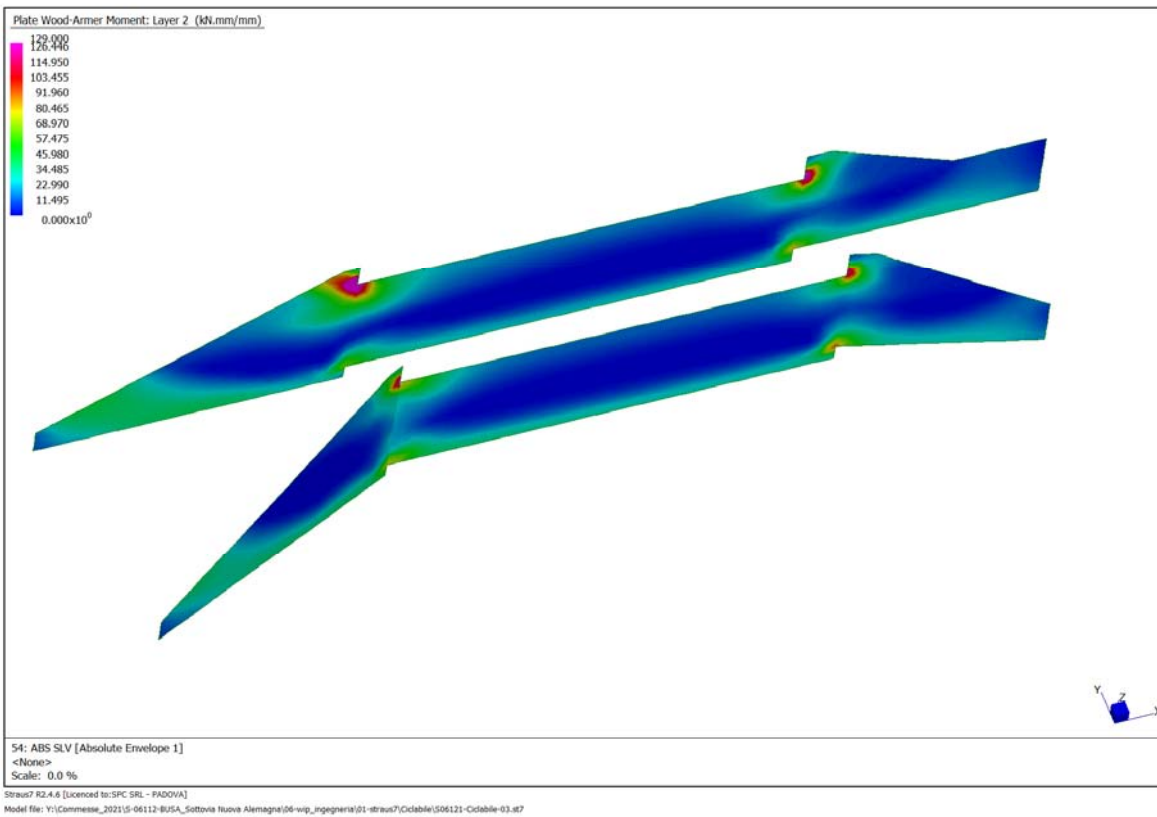


Figura 74: Involuppo dei momenti combinati alla Wood Armer per lo strato di arm. in direzione orizzontale lati esterni per le comb. SLU

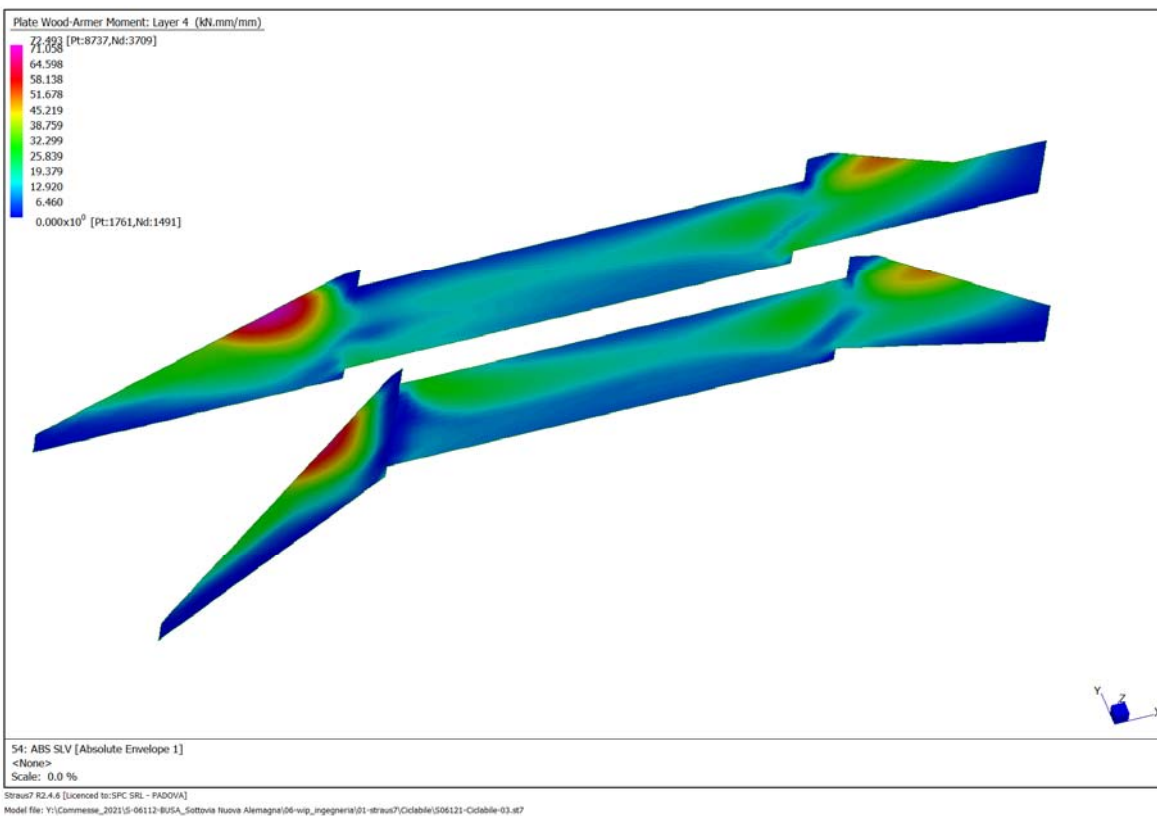


Figura 75: Involuppo dei momenti combinati alla Wood Armer per lo strato di arm. in direzione orizzontale lati interni per le comb. SLU

Verifica armature in direzione verticale

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati di armatura verticale lato interno ed esterno

$$|M_{Ed}|_{max} = 245.5 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 249.0 \text{ kNm/m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaH50_5+5p20

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

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	5.5
			2	15.71	44.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione Fletta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

ε_{su} 1.96 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 249 kNm

σ_c -9.013 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 0.6291 ‰
ε_s 1.96 ‰
d 44.5 cm
x 10.81 x/d 0.243
δ 0.7437

Verifica armature in direzione longitudinale X

Poiché l'armatura è simmetrica, si considera il massimo in valore assoluto del momento flettente combinato alla Wood Armer relativo agli strati di armatura verticale lato interno ed esterno

$$|M_{Ed}|_{max} = 129.0 \text{ kNm/m} < M_{Rd} = 132.4 \text{ kNm/m}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: SolettaH70_5+5p12

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

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	5.65	7.1
			2	5.65	62.9

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione Fletta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

ε_{su} 1.96 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 132.4 kNm

σ_c -4.865 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 0.3103 ‰
ε_s 1.96 ‰
d 62.9 cm
x 8.596 x/d 0.1367
δ 0.7

11.3.3 Verifica a taglio

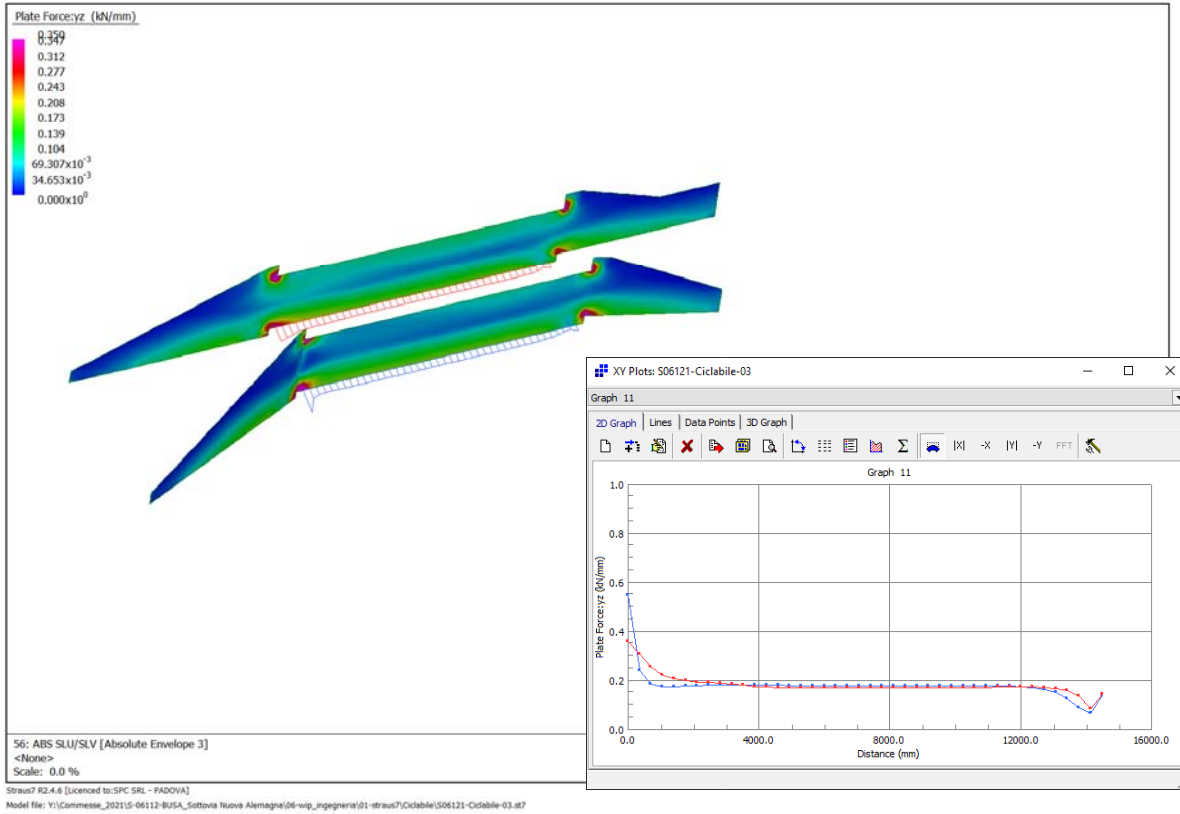


Figura 76: Involuppo delle forze di taglio in direzione YZ ed andamento allo spiccato delle fondazioni

Escludendo le zone di bordo, che generano picco numerico per la presenza del salto di quota di platea in un intorno di estensione confrontabile con l'ingombro della zona di nodo, il valore del taglio massimo alla base dei muri per tutte le combinazioni di carico risulta di $v_{Ed} = 177 \text{ kN/m}$. La resistenza a taglio senza armatura risulta di $v_{Rd} = 193.2 \text{ kN/m} > v_{Ed}$.

Geometria e materiali

B =	100 cm	Lato in direzione 1
H =	50 cm	Lato in direzione 2
c =	4.5 cm	Copriferro sulla staffa
d ₁ =	94.5 cm	Altezza utile in direzione 1
d ₂ =	42.5 cm	Altezza utile in direzione 2
ξ ₁ =	0.9	Trave direzione 1
ξ ₂ =	0.9	Trave direzione 2
z ₁ = ξ ₁ d ₁ =	85.1 cm	Braccio forze int. Dir 1
z ₂ = ξ ₂ d ₂ =	38.3 cm	Braccio forze int. Dir 2
A _c =	5000 cm ²	FC = 1.00
R _{ck} =	37.0 MPa	γ _s = 1.15
f _{ck} =	30.7 MPa	γ _c = 1.50
f _{yk} =	450 MPa	f _{cd} = 17.4 MPa
v =	0.5	f _{yd} = 391 MPa

Arm. Long. Tesa fless attorno asse 11

N	Ø [mm]	A _{sl} [cm ²]
5	20	15.70
		A _{sl,2} [cm ²] = 15.70

Arm. Long. Tesa fless attorno asse 22

N	Ø [mm]	A _{sl} [cm ²]
0	0	0.00
0	0	0.00
		A _{sl,1} [cm ²] = 0.00

Arm. Trasn. dir 2 α = 90°

N	Ø [mm]	passo [cm]	A _{sw} [cm ²]
0	0	0	0.00
			A _{sw,2/p} [cm ² /m] = 0.00

Arm. Trasn. dir 1 α = 90°

N	Ø [mm]	passo [cm]	A _{sw} [cm ²]
2	20	20	6.28
			A _{sw,1/p} [cm ² /m] = 31.40

Resistenza per elementi senza armatura a taglio - NTC 2018 §4.1.2.3.5.1

A _{sl} =	15.70 cm ²	(S _{Ø20})	v _{min} =	0.425 MPa
ρ _l =	0.00369		k =	1.686
Resistenza di calcolo:	V _{Rd} =	193.2 kN	ρ = V _{Ed} /V _{Rd} =	0.005 < 1

11.3.4 Verifiche agli SLE

11.3.4.1 Verifiche per condizioni di carico Rara

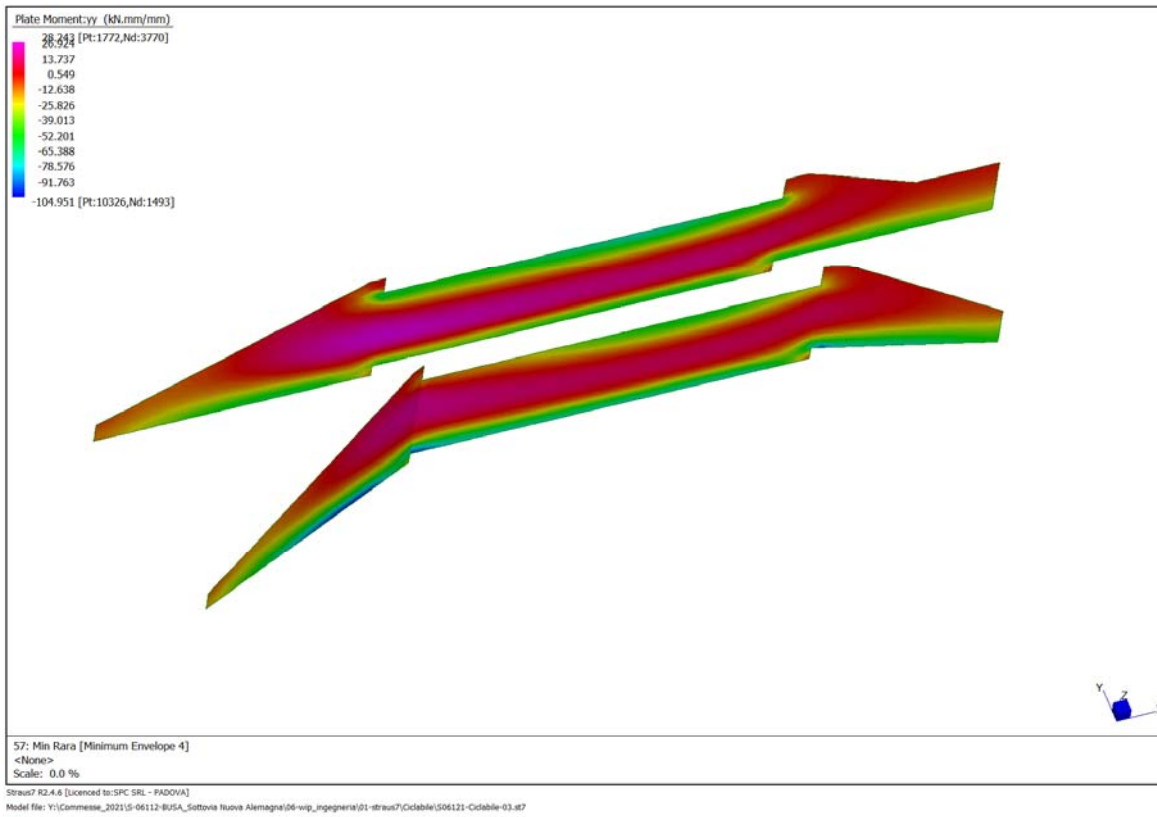


Figura 77: Involuppo dei momento flettenti minimi in direzione verticale per le combinazioni Rara

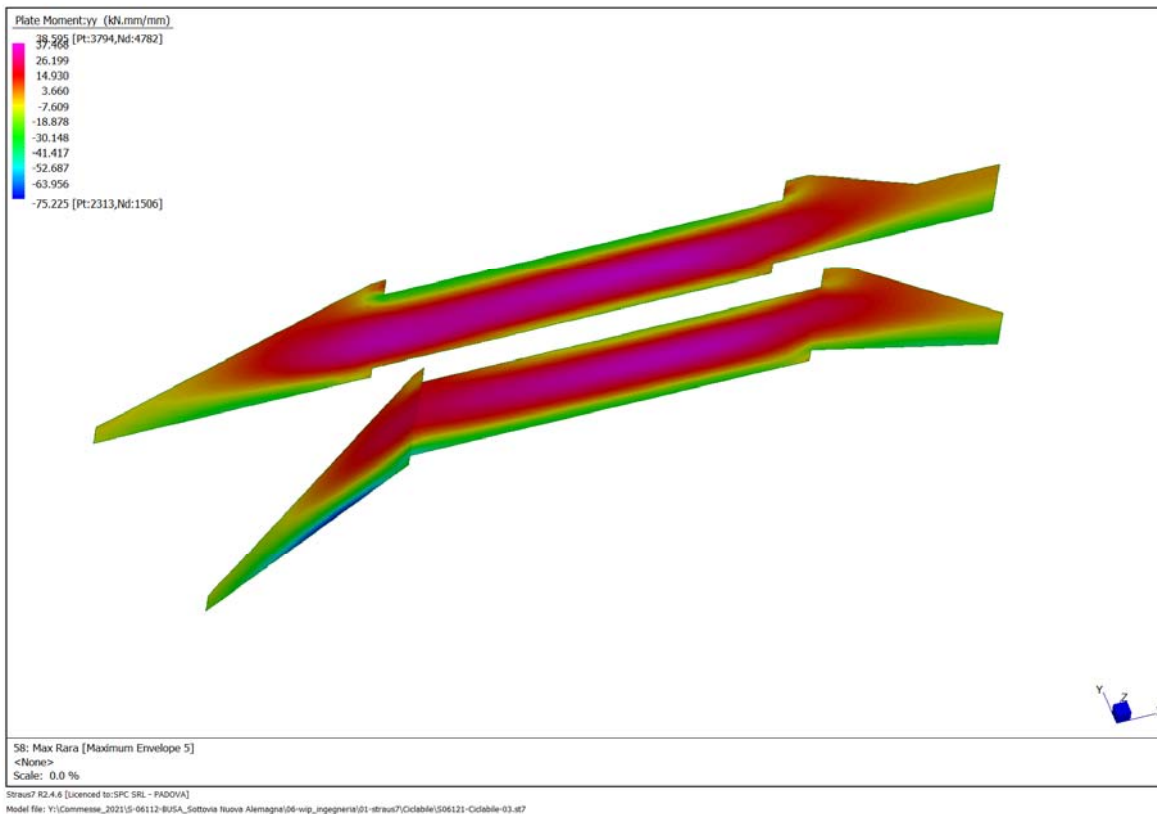


Figura 78: Involuppo dei momento flettenti massimi in direzione verticale per le combinazioni Rara



Figura 79: Involuppo dei momento flettenti minimi in direzione orizzontale per le combinazioni Rare



Figura 80: Involuppo dei momento flettenti massimi in direzione orizzontale per le combinazioni Rare

Verifica tensioni per momenti in direzione verticale

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione verticale.

$$|M_{Ed}|_{max} = 104.09 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		50	5	20	15.71	4.5	44.5	5	20	15.71	4.5	5.5
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		10 409	0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Rara	As (cm ²) = 15.71 d = 44.5					As (cm ²) = 15.71 d' = 5.5				
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE					Condizioni ambientali				
Rck (daN/cm ²)		370	Beff 100.0 cm n = 6.24					Condizione = Molto Aggressive				
fck (daN/cm ²)		307.1	Deff 19.5 cm					Armatura = Non Sensibile				
fctm (daN/cm ²)		29.42	Aeff 1950 cm ²					Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure				
fyk (daN/cm ²)		4500	As in Aeff 15.71 cm ²									
Ec (daN/cm ²)		330194	ρr 0.00806									
Es (daN/cm ²)		2060000	S (cm) 20.0 (spaziatura 1° strato)									
Es/Ec		6.2	Ø (mm) 20.0 (Ømed 1° strato)					Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio				
β1		1	cf (cm) 4.5 (ricoprimento 1° strato)									
β2		0.5	σc = 57.1 daN/cm ² < 0.6fck = 184daN/cm ² rho = 0.016 < 1 ok									
k2		0.4	σs = 1593 daN/cm ² < 0.8fyk = 3600daN/cm ² rho = 0.443 < 1 ok									
k3		0.125	Stato I									
y (cm ²)		25.0	Jid (cm ⁴) 1 116 194									
Jid (cm ⁴)		1 116 194	σc = 23.3 kg/cm ²									
σc =		23.3	σs = 145.4 kg/cm ²									
σs =		145.4	Stato II									
y (cm ²)		8.1	Jid (cm ⁴) 148 220									
Jid (cm ⁴)		148 220	σc = 57.1 kg/cm ²									
σc =		57.1	σs = 1593 kg/cm ²									
σs =		1593	Passaggio stato I-II									
Msr (kgm)		13 135	σsr = 2011 kg/cm ²									
σsr =		2011										

Verifica tensioni per momenti in direzione orizzontale

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione orizzontale

$$|M_{Ed}|_{max} = 74.0 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		50	5	12	5.65	6.5	42.9	5	12	5.65	6.5	7.1
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		7 400	0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Frequente	As (cm ²) = 5.65 d = 42.9					As (cm ²) = 5.65 d' = 7.1				
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE					Condizioni ambientali				
Rck (daN/cm ²)		370	Beff		100.0 cm	n = 6.24		Condizione = Molto Aggressiva				
fck (daN/cm ²)		307.1	Deff		15.5 cm	Armatura = Non Sensibile						
fctm (daN/cm ²)		29.42	Aeff		1550 cm ²	Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure						
fyk (daN/cm ²)		4500	As in Aeff		5.65 cm ²	Distanza tra le fessure Δsm = 33.4 cm						
Ec (daN/cm ²)		330194	ρr		0.00365	Dilatazione media εsm = 9.206E-04						
Es (daN/cm ²)		2060000	S (cm)		20.0 (spaziatura 1° strato)	Apertura caratteristica wk = 0.00 mm Sez. non fessurata						
Es/Ec		6.2	Ø (mm)		12.0 (Ømed 1° strato)	Combinazione frequente wlim = 0.2 mm ok						
β1		1	cf (cm)		6.5 (ricoprimento 1° strato)	Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio						
β2		0.5										
k2		0.4										
k3		0.125										
Stato I												
y (cm ²)		25.0										
Jid (cm ⁴)		1 064 274										
σc =	17.4	kg/cm ²										
σs =	108.4	kg/cm ²										
Stato II												
y (cm ²)		5.3										
Jid (cm ⁴)		54 953										
σc =	71.0	kg/cm ²										
σs =	3161	kg/cm ²										
Passaggio stato I-II												
Msr (kgm)		12 524										
σsr =	5350	kg/cm ²										

11.3.4.2 Verifiche per condizione di carico Frequente



Figura 81: Involuppo dei momento flettenti minimi in direzione verticale per le combinazioni Frequenti

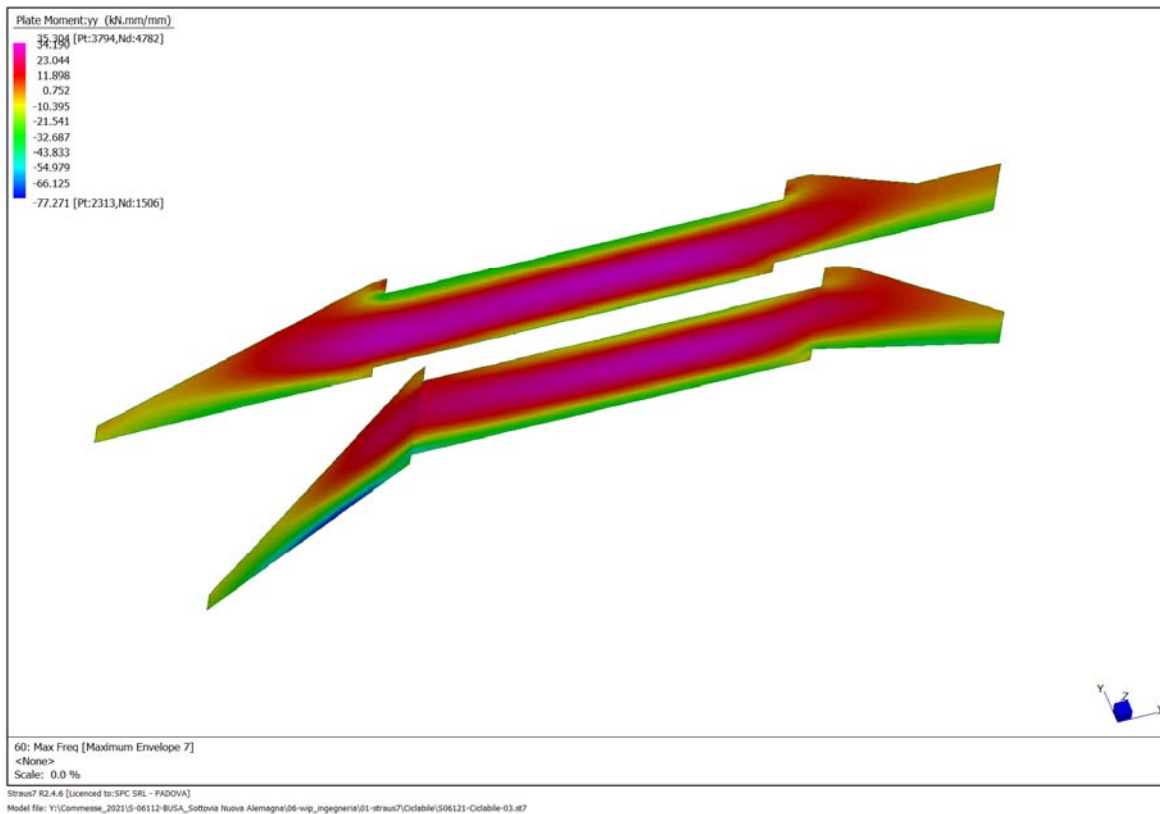


Figura 82: Involuppo dei momento flettenti massimi in direzione verticale per le combinazioni Frequenti

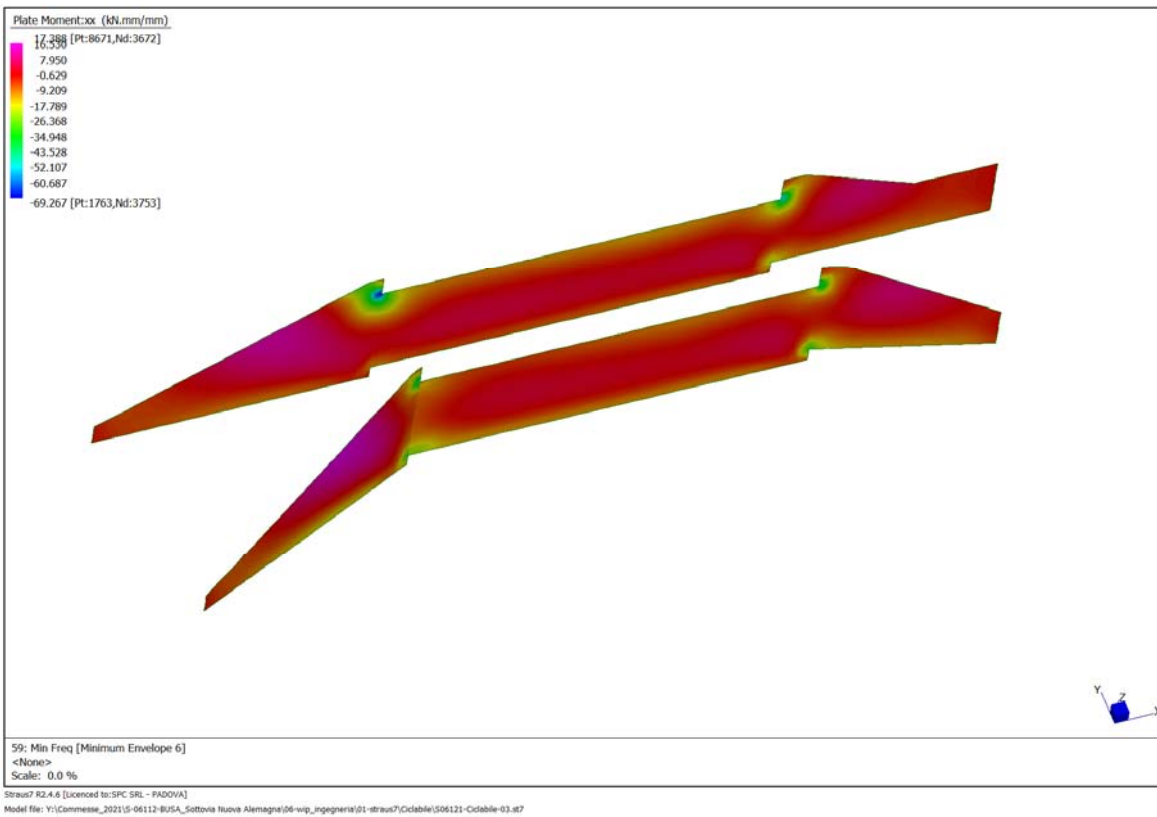


Figura 83: Involuppo dei momento flettenti minimi in direzione orizzontale per le combinazioni Frequenti



Figura 84: Involuppo dei momento flettenti massimi in direzione orizzontale per le combinazioni Frequenti

Verifica apertura fessure per momenti in direzione Y

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione verticale

$$|M_{Ed}|_{max} = 98.54 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		50	5	20	15.71	6.5	42.5	5	20	15.71	6.5	7.5
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		9 584	0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Frequente	As (cm ²) = 15.71 d = 42.5					As (cm ²) = 15.71 d' = 7.5				
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE									
Rck (daN/cm ²)		370	B _{eff}		100.0 cm		n =		6.24			
fck (daN/cm ²)		307.1	D _{eff}		20.9 cm							
fctm (daN/cm ²)		29.42	A _{eff}		2093 cm ²							
f _{yk} (daN/cm ²)		4500	A _{s in A_{eff}}		15.71 cm ²							
E _c (daN/cm ²)		330194	ρ _r		0.00750							
E _s (daN/cm ²)		2060000	S (cm)		20.0 (spaziatura 1° strato)							
E _s /E _c		6.2	Ø (mm)		20.0 (Ø _{med} 1° strato)							
β ₁		1	cf (cm)		6.5 (ricoprimento 1° strato)							
β ₂		0.5	Condizioni ambientali									
k ₂		0.4	Condizione =		Molto Aggressive							
k ₃		0.125	Armatura =		Non Sensibile							
Stato I			Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure									
y (cm ²)		25.0	Distanza tra le fessure Δ _{sm} =		30.3 cm							
J _{id} (cm ⁴)		1 101 690	Dilatazione media ε _{sm} =		4.476E-04							
σ _c =	21.7	kg/cm ²	Apertura caratteristica w_k =		0.00 mm		Sez. non fessurata					
σ _s =	135.7	kg/cm ²	Combinazione frequente w _{lim} =		0.2 mm		ok					
Stato II							ok					
y (cm ²)		8.1	Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio									
J _{id} (cm ⁴)		133 716										
σ _c =	58.3	kg/cm ²										
σ _s =	1537	kg/cm ²										
Passaggio stato I-II												
M _{sr} (kgm)		12 965										
σ _{sr} =	2079	kg/cm ²										

Verifica apertura fessure per momenti in direzione orizzontale

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione orizzontale

$$|M_{Ed}|_{max} = 69.3 \text{ kNm/m}$$

BASE	(cm)	100
ALTEZZA	(cm)	50

SOLLECITAZIONE FLETTENTE

M	(daNm)	6 930
Combinazione:	Frequente	

DATI MATERIALI

Rck	(daN/cm ²)	370
fck	(daN/cm ²)	307.1
fctm	(daN/cm ²)	29.42
fyk	(daN/cm ²)	4500
Ec	(daN/cm ²)	330194
Es	(daN/cm ²)	2060000
Es/Ec		6.2
β1		1
β2		0.5
k2		0.4
k3		0.125

Stato I

y	(cm ²)	25.0
Jid	(cm ⁴)	1 064 274
σ c=	16.3 kg/cm ²	
σ s=	101.6 kg/cm ²	

Stato II

y	(cm ²)	5.3
Jid	(cm ⁴)	54 953
σ c=	66.5 kg/cm ²	
σ s=	2960 kg/cm ²	

Passaggio stato I-II

Msr	(kgm)	12 524
σ sr=	5350 kg/cm ²	

N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
5	12	5.65	6.5	42.9
0	0	0.00	0.0	50.0
0	0	0.00	0.0	50.0
As (cm ²) =		5.65	d =	42.9

N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
5	12	5.65	6.5	7.1
0	0	0.00	0.0	0.0
0	0	0.00	0.0	0.0
As (cm ²) =		5.65	d'	7.1

AREA EFFICACE

Beff	100.0 cm	n =	6.24
Deff	15.5 cm		
Aeff	1550 cm ²		
As in Aeff	5.65 cm ²		
ρr	0.00365		
S (cm)	20.0 (spaziatura 1° strato)		
Ø (mm)	12.0 (Ømed 1° strato)		
cf (cm)	6.5 (ricoprimento 1° strato)		

Condizioni ambientali

Condizione =	Molto Aggressive
Armatura =	Non Sensibile

Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure

Distanza tra le fessure Δsm =	33.4 cm
Dilatazione media ε sm=	8.622E-04
Apertura caratteristica wk =	0.00 mm Sez. non fessurata
Combinazione frequente wlim=	0.2 mm ok
	ok

Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio

σ c=	16.3 kg/cm ²	
σ sr=	5350 kg/cm ²	

11.3.4.3 Verifiche per le condizioni di carico Quasi Permanente

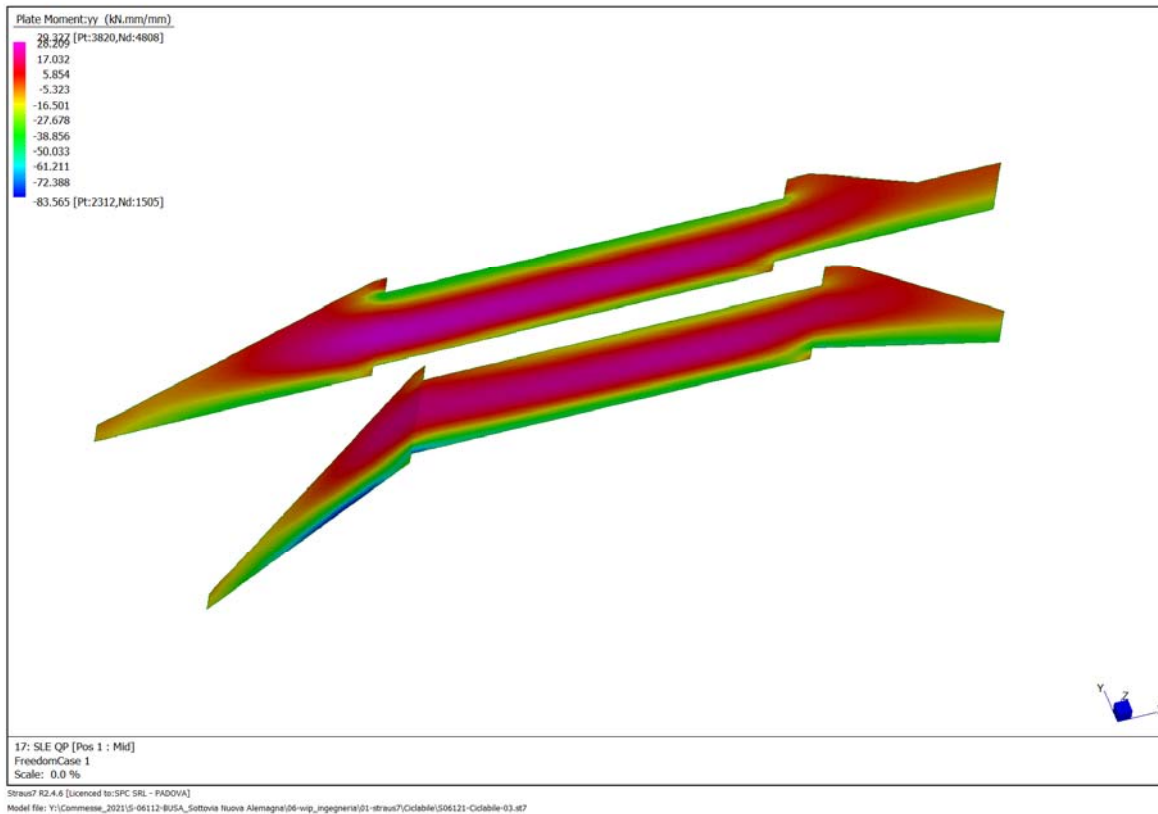


Figura 85: Momenti flettenti in direzione verticale per la combinazione Quasi Permanente

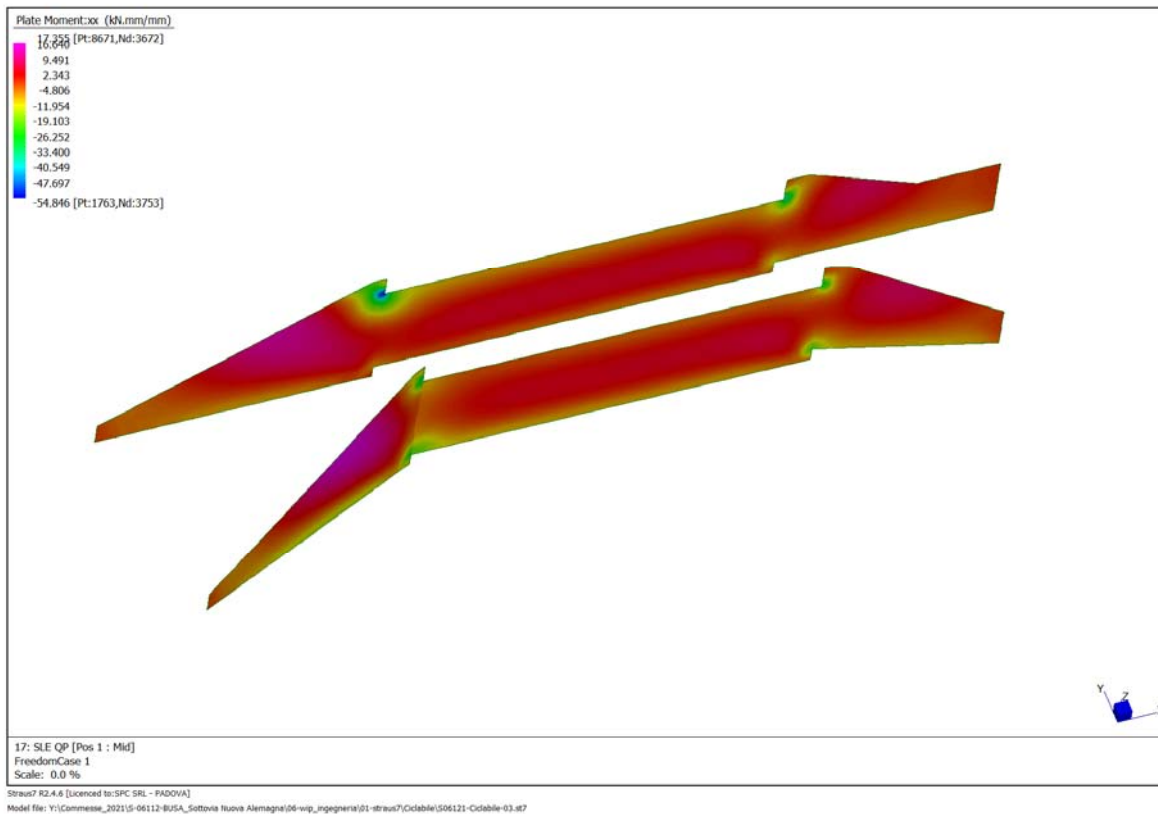


Figura 86: Momenti flettenti in direzione orizzontale per la combinazione Quasi Permanente

Verifica delle tensioni e dell'apertura di fessura per momenti in direzione Y

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione longitudinale

$$|M_{Ed}|_{\max} = 83.5 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		50	5	20	15.71	4.5	44.5	5	20	15.71	4.5	5.5
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		8 350	0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Quasi permanente	As (cm ²) = 15.71					d = 44.5				
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE					As (cm ²) = 15.71				
Rck (daN/cm ²)		370	Beff 100.0 cm n = 6.24					As (cm ²) = 15.71				
fck (daN/cm ²)		307.1	Deff 19.5 cm					ρ _r 0.00806				
fctm (daN/cm ²)		29.42	Aeff 1950 cm ²					S (cm) 20.0 (spaziatura 1° strato)				
f _{yk} (daN/cm ²)		4500	As in Aeff 15.71 cm ²					Ø (mm) 20.0 (Ømed 1° strato)				
Ec (daN/cm ²)		330194	cf (cm) 4.5 (ricoprimento 1° strato)					Condizioni ambientali				
Es (daN/cm ²)		2060000	Condizione = Molto Aggressive					Armatura = Non Sensibile				
Es/Ec		6.2	Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure					Distanza tra le fessure Δ _{sm} = 25.4 cm				
β ₁		1	Dilatazione media ε _{sm} = 3.723E-04					Apertura caratteristica w _k = 0.00 mm Sez. non fessurata				
β ₂		0.5	Combinazione q _{perm} w _{lim} = 0.2 mm					Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio				
k ₂		0.4						σ _c = 45.8 daN/cm ² < 0.45f _{ck} = 138daN/cm ² ρ = 0.331 < 1 ok				
k ₃		0.125										
Stato I												
y (cm ²)		25.0										
J _{id} (cm ⁴)		1 116 194										
σ _c =		18.7 kg/cm ²										
σ _s =		116.7 kg/cm ²										
Stato II												
y (cm ²)		8.1										
J _{id} (cm ⁴)		148 220										
σ _c =		45.8 kg/cm ²										
σ _s =		1278 kg/cm ²										
Passaggio stato I-II												
M _{sr} (kgm)		13 135										
σ _{sr} =		2011 kg/cm ²										

Verifica delle tensioni e dell'apertura di fessura per momenti in direzione orizzontale

Poiché l'armatura risulta simmetrica, si considera il momento flettente massimo in valore assoluto in direzione orizzontale

$$|M_{Ed}|_{max} = 54.87 \text{ kNm/m}$$

DATI SEZIONE			ARMATURA TESA					ARMATURA COMPRESSA				
BASE (cm)		100	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)	N.	Ø (mm)	Area (cm ²)	cf (cm)	d (cm)
ALTEZZA (cm)		50	5	12	5.65	6.5	42.9	5	12	5.65	6.5	7.1
SOLLECITAZIONE FLETTENTE			0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
M (daNm)		5 487	0	0	0.00	0.0	50.0	0	0	0.00	0.0	0.0
Combinazione:		Quasi permanente	As (cm ²) = 5.65					As (cm ²) = 5.65				
DATI MATERIALI			AREA EFFICACE					Condizioni ambientali				
Rck (daN/cm ²)		370	Beff		100.0 cm		n =		6.24		Condizione =	
fck (daN/cm ²)		307.1	Deff		15.5 cm		Aeff		1550 cm ²		Molto Aggressive	
fctm (daN/cm ²)		29.42	Aeff		1550 cm ²		As in Aeff		5.65 cm ²		Armatura =	
fyk (daN/cm ²)		4500	ρr		0.00365		S (cm)		20.0 (spaziatura 1° strato)		Non Sensibile	
Ec (daN/cm ²)		330194	S (cm)		20.0 (spaziatura 1° strato)		Ø (mm)		12.0 (Ømed 1° strato)		Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure	
Es (daN/cm ²)		2060000	Ø (mm)		12.0 (Ømed 1° strato)		cf (cm)		6.5 (ricoprimento 1° strato)		Distanza tra le fessure Δsm = 33.4 cm	
Es/Ec		6.2	cf (cm)		6.5 (ricoprimento 1° strato)		Apertura caratteristica wk =		0.00 mm		Sez. non fessurata	
β1		1	Condizioni ambientali				Combinazione q.perm wlim =		0.2 mm		Verifica dello stato limite delle tensioni in esercizio	
β2		0.5	Condizione =		Molto Aggressive		σc =		52.7 daN/cm ²		< 0.45fck = 138daN/cm ²	
k2		0.4	Armatura =		Non Sensibile		rho =		0.381		< 1 ok	
k3		0.125	Verifica dello stato limite di esercizio di apertura delle fessure									
Stato I			Distanza tra le fessure Δsm =		33.4 cm							
y (cm ²)		25.0	Dilatazione media εsm =		6.826E-04							
Jid (cm ⁴)		1 064 274	Apertura caratteristica wk =		0.00 mm							
σc =	12.9	kg/cm ²	Combinazione q.perm wlim =		0.2 mm							
σs =	80.4	kg/cm ²										
Stato II												
y (cm ²)		5.3										
Jid (cm ⁴)		54 953										
σc =	52.7	kg/cm ²										
σs =	2344	kg/cm ²										
Passaggio stato I-II												
Msr (kgm)		12 524										
σsr =	5350	kg/cm ²										

11.4 Cordoli

11.4.1 Cordolo ancoraggio Guardrail

L'azione flessionale e tagliante agente alla base del montante da considerare per la verifica del supporto può essere calcolata a partire dal momento plastico del montante stesso in accordo al §5.1.3.10 delle NTC18 di seguito richiamato:

[...] il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove:

- $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$
- $h_2 = 1,00 \text{ m}$.

Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo.

Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1,50. Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario.

Ne consegue che la massima azione tagliante alla base del montante (estradosso cordolo) causata dall'urto di un veicolo in svio può essere determinata con la seguente relazione:

$$F_{urto} = \frac{M_{pl}}{h^*}$$

Dove:

- M_{pl} il momento plastico del montante calcolato con la resistenza caratteristica;
- $h^* = h - h_R - h_C$
- $h = h_B + h_C$ è pari all'altezza della forza di urto sulla superficie di rotolamento così come definita dalle NTC18, da porsi pari a 1.00 m;
- h_B è l'altezza della forza rispetto all'estradosso del cordolo;
- h_C è l'altezza del cordolo sulla superficie di rotolamento, pari al massimo a 50 mm, così come indicato nel manuale di installazione;
- h_R è l'altezza dell'irrigidimento del nodo e della piastra di base.

Nota la forza orizzontale che plasticizza il montante, è possibile determinare il momento trasferito all'estradosso del cordolo:

$$M_{urto} = F_{urto} h_B = M_{pl} \left(1 + \frac{h_R}{h^*} \right)$$

Per il caso in oggetto si ha quindi:

Barriera T40 BP

$$M_{pl,k} = 19.5 \text{ kNm}$$

$$h = 1.0 \text{ m}$$

$$h_R = - \text{ m}$$

$$h_C = 0.05 \text{ m}$$

$$h^* = 0.95 \text{ m}$$

$$F_{urto} = 20.5 \text{ kN}$$

$$h_B = 1.00 \text{ m}$$

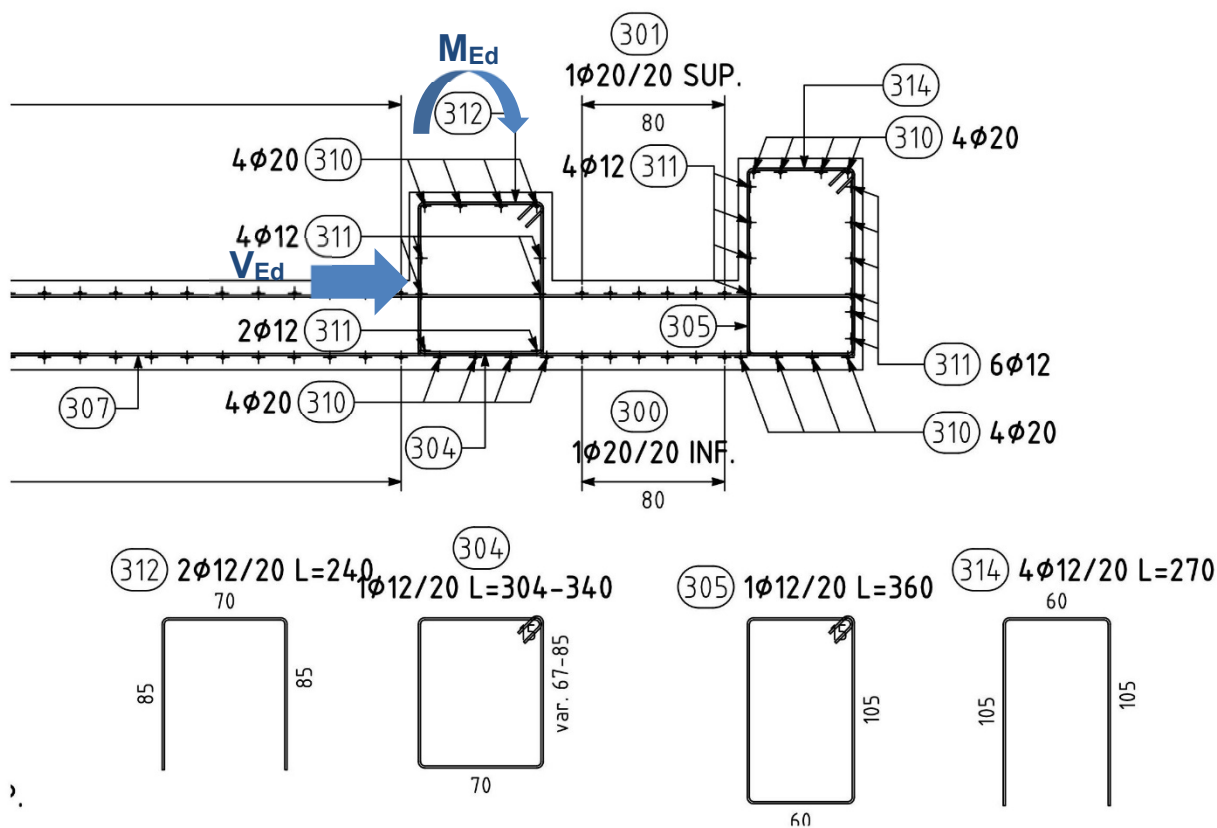
$$M_{urto} = 20.5 \text{ kNm}$$

$$Y_{SLU} = 1.5$$

fattore di sovraresistenza (parag. 5.1.3.10 - NTC 2018)

$$F_{urto,SLU} = 30.8 \text{ kN}$$

$$M_{urto,SLU} = 30.8 \text{ kNm}$$



Il cordolo ha altezza 50cm e larghezza 80cm; la sollecitazione agente alla sua base risulta:

$$M_{Ed} = 30.8 + 0.5 \cdot 30.8 = 46.2 \text{ kNm}$$

$$V_E = 30.8 \text{ kN}$$

Considerando una larghezza collaborante di 80cm, l'armatura verticale a flessione risulta rappresentata da 4φ12 che assicura un momento resistente di:

$$M_{Rd} = 135.7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 46.2 \text{ kNm}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo : _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	80	1	4.52	5
			2	4.52	75

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B450C C28/35

Proprietà	B450C	C28/35
ϵ_{su} [%]	67.5	2
ϵ_{cu} [%]	3.5	3.5
f_{yd} [N/mm²]	391.3	15.87
E_s [N/mm²]	200 000	15.87
E_s/E_c	15	0.8
ϵ_{syd} [%]	1.957	11
$\sigma_{s,adm}$ [N/mm²]	255	0.6667
τ_{c1}		1.971

M_{xRd} 135.7 kNm

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.056 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 75 cm
x 3.249 x/d 0.04332
 δ 0.7

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

Tipo flessione: Retta Deviata

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

Precompresso

Il meccanismo resistente a taglio è quello di sezione in c.a. non armato a taglio: nel nostro caso la sollecitazione resistente risulta:

$$V_{Ed} = 38.8 \text{ kN (in direzione di 2)} \quad d = 74.9 \text{ cm}$$

$$N_{Ed} = 0.0 \text{ kN (compressione)} \quad b_w = 80.0 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} \quad \alpha_c = 1.00$$

Resistenza per elementi senza armatura a taglio - NTC 2018 §4.1.2.3.5.1

$$A_{s1} = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ (4}\phi\text{12)} \quad v_{min} = 0.352 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = 0.00075 \quad k = 1.517$$

$$\text{Resistenza di calcolo: } V_{Rd} = 211.1 \text{ kN} \quad \rho = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.184 < 1$$

11.4.2 Cordolo ancoraggio montanti barriera antirumore

Pressione del vento

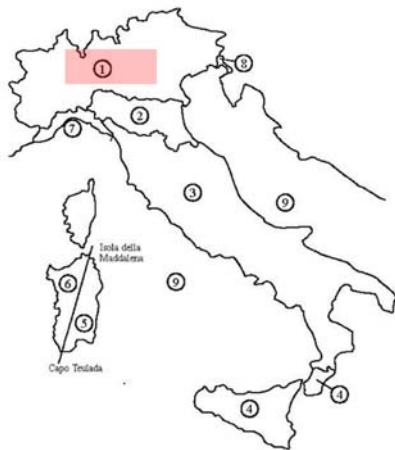
L'azione del vento viene calcolata nel rispetto delle Norme Tecniche vigenti, tenendo in considerazione, con gli appositi coefficienti, i fenomeni di turbolenza che si generano in prossimità dei bordi degli interventi, e la variazione di inclinazione delle barriere lungo lo sviluppo verticale.

Ipotesi di calcolo

Con riferimento all'azione del vento il carico della pressione sulle barriere è calcolato in base alla suddivisione in zone della barriera a partire dal bordo (libero) e proseguendo verso la parte centrale.

Coefficiente di esposizione

L'area oggetto di intervento ricade in zona 1 e classe di rugosità del terreno B.



	ZONE 1,2,3,4,5					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
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

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_t	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 5 – Calcolo parametri pressione vento

La quota as (altitudine sul livello del mare) è pari a circa 980 msm.

L'altezza di riferimento z per il calcolo del coefficiente di esposizione si valuta con §5.3.2.

Sul muro di sostegno di progetto l'altezza di riferimento z è pari alla massima altezza della barriera.

$$z = 5.00 \text{ m}$$

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])		980	
T_R (Tempo di ritorno)		50	
$v_b = v_{b,0}$ 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			
$v_b (T_R = 50 \text{ [m/s]})$		25.000	
$\alpha_R (T_R)$		1.00073	
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]		25.018	



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)

Pressione cinetica di riferimento

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

q_b [N/mq]	391.20
--------------	--------

Coefficiente di forma

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

Coefficiente dinamico

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

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

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

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
1	B	980

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ 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
IV	0.22	0.3	8	1

z [m]	c_e
$z \leq 8$	1.634
$z = 0$	1.634
$z = 5$	1.634

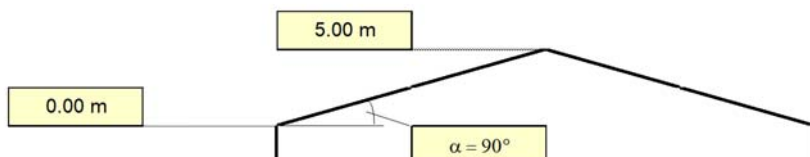


Figura 11-87 – Pressione del vento

Al fine di determinare la pressione agente sui pannelli, il valore di picco, come determinato ai punti precedenti, va moltiplicato per i coefficienti di pressione netta $c_{p,net}$, come specificati per le zone A, B, C e D riportate nello schema di seguito riportato (da UNI EN 1991-5 §7.4.1).

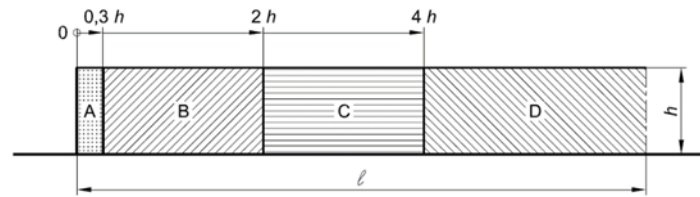


Figura 11-88 - Determinazione zone di carico del vento

Solidità	Zona	A	B	C	D	
$\phi = 1$	Senza angoli di ritorno	$\angle / h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\angle / h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\angle / h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^2$	2,1	1,8	1,4	1,2	
$\phi = 0,8$		1,2	1,2	1,2	1,2	

a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.

Tabella 6 - Valori raccomandati dei coefficienti di pressione complessiva

A fini cautelativi si adottano i coefficienti della terza riga di Tabella 6. Poiché le barriere nel tratto in esame risuntano in una configurazione non in prossimità al bordo, si utilizzerà il coefficiente di pressione della zona D: $c_p = 1.2$

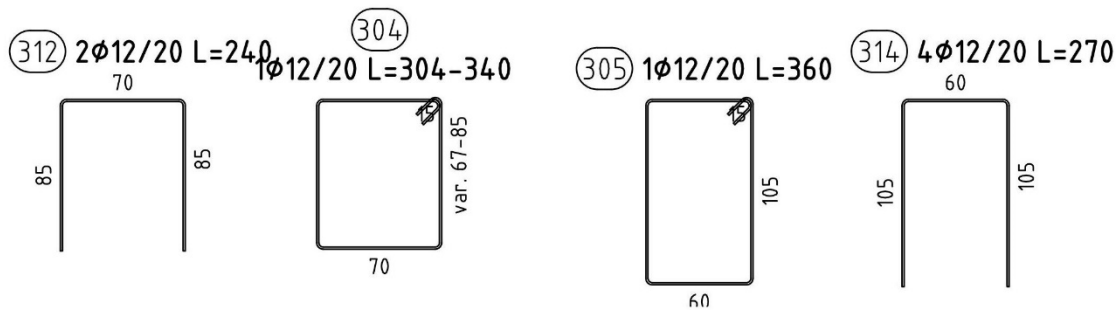
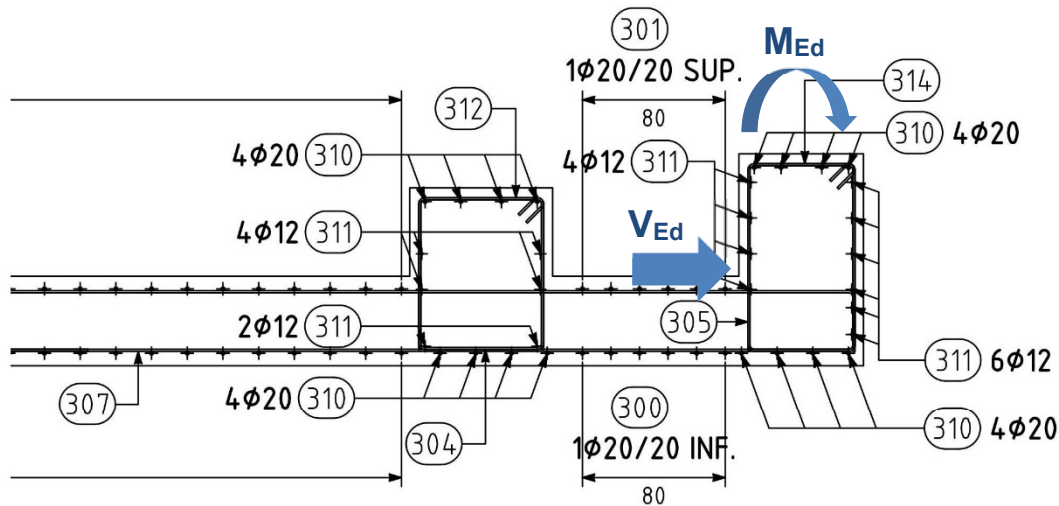
Poiché l'interasse dei montanti è di $i = 3\text{m}$, il carico distribuito di progetto risulta quindi

$$q_{Ed} = \gamma_q q_b c_e c_p i = 1.5 \times 391 \times 1.634 \times 1.2 \times 3 \times 10^{-3} = 3.45 \text{ kN/m}$$

Essendo l'altezza della barriera antirumore di 5m, la reazione al piede del montante risulta

$$M_{Ed} = 0.5 \times 3.45 \times 5^2 = 43.12 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 3.45 \times 5 = 17.25 \text{ kN}$$



Il cordolo di supporto del montante della barriera antirumore ha altezza massima di 110cm e larghezza di 70cm.
Al piede del cordolo le sollecitazioni massime risultano

$$M_{Ed} = 43.12 + 17.25 \times 1.1 = 62.1 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 17.25 \text{ kN}$$

Considerando una larghezza collaborante di 80cm del cordolo, l'armatura verticale che viene interessata dalla reazione al piede del montante risulta di 4φ12 che assicura un momento resistente pari a

$$M_{Rd} = 118.4 \text{ kNm} > 62.1 \text{ kNm}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

TITOLO : _____

N° strati barre | 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	70	1	4.52	5
			2	4.52	65

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

Materiali

B450C		C28/35	
ϵ_{cu}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	15.67
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6667
		τ_{c1}	1.971

M_{xRd} 118.4 kNm

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 65.58 ‰
d 65 cm
x 3.293 x/d 0.05066
 δ 0.7

Precompresso

Il meccanismo resistente a taglio è quello di sezione in c.a. non armato a taglio: nel nostro caso la sollecitazione resistente risulta:

$$V_{Ed} = 17.3 \text{ kN} \quad (\text{in direzione di 2}) \quad d = 64.9 \text{ cm}$$

$$N_{Ed} = 0.0 \text{ kN} \quad (\text{compressione}) \quad b_w = 80.0 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} \quad \alpha_c = 1.00$$

Resistenza per elementi senza armatura a taglio - NTC 2018 §4.1.2.3.5.1

$$A_{sl} = 4.52 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 12) \quad v_{min} = 0.366 \text{ MPa}$$

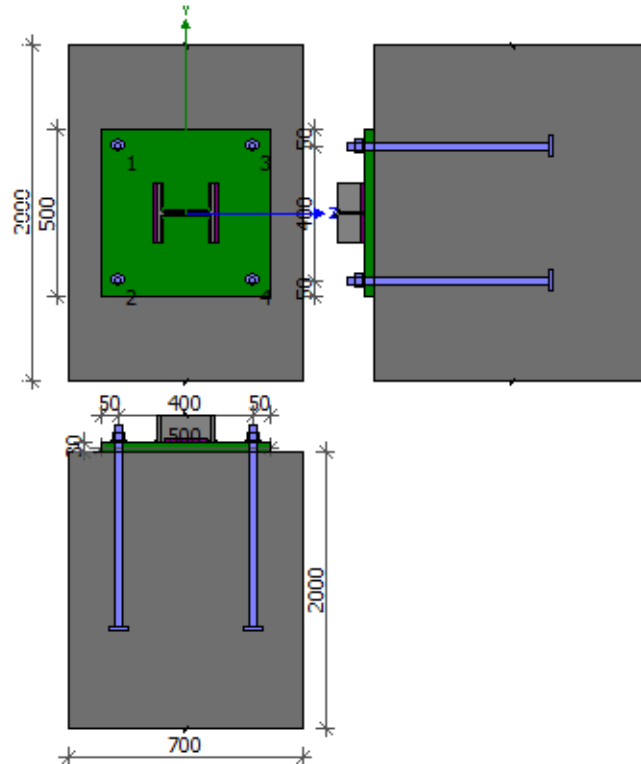
$$\rho_l = 0.00087 \quad k = 1.555$$

$$\text{Resistenza di calcolo:} \quad V_{Rd} = 189.9 \text{ kN} \quad \rho = V_{Ed}/V_{Rd} = 0.091 < 1$$

11.4.1 Verifica ancoraggi barriera antirumore

Per effettuare la verifica degli ancoraggi si utilizza il software Steel Connections SC1 v. 1.0.0.6 che si basa sulla normativa EN 1993-1-8:2006.

	Column base	Rapporto: 0.96	
ColumnBase v. 1.0.0.7	EC3 1991-1-8: 2008		



11.4.1.1 Dati

Colonna HEA180					
	h_c	b_{fc}	t_{fc}	t_{wc}	R_c
	171.00[mm]	180.00[mm]	9.50[mm]	6.00[mm]	15.00[mm]
	A_c	J_{y0c}	J_{z0c}	y_{0c}	Z_{0c}
	45.25[cm ²]	2510.29[cm ⁴]	924.61[cm ⁴]	90.00[mm]	85.50[mm]
Materiale	Grado	f_y	f_u		
	S 355	355.00[MPa]	490.00[MPa]		

Piastra di base			
	l_p	h_p	t_p
	500.00[mm]	500.00[mm]	30.00[mm]
Materiale	Grado	f_y	f_u
	S 355	355.00[MPa]	490.00[MPa]

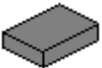
11.4.1.2 Ancoraggio

Grado		8.8
Limite di snervamento	$f_y =$	640.00[MPa]
Resistenza a tensione	$f_u =$	800.00[MPa]
Diametro bullone	$d =$	24.00[mm]
Diametro apertura bullone	$d_0 =$	27.00[mm]
Area sezione bullone	$A =$	4.52[cm ²]
Area effettiva sezione bullone	$A_s =$	3.53[cm ²]
Numero righe	$n_y =$	2.00

Numero righe	$n_z =$	2.00
Spaziatura verticale tra le righe		$p_{y1}=400.00[mm]$
Spaziatura verticale tra le righe		$p_{z1}=400.00[mm]$

11.4.1.3 Saldature

Spessore saldature dell'angolare che collegano flange trave e piastra frontale	$a_{fc} =$	7.00[mm]
Spessore saldature dell'angolare che collegano anima trave e piastra frontale	$a_{wc} =$	5.00[mm]

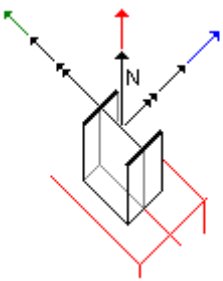
Fondazione			
	L_{1f}	B_{1f}	H_{1f}
	700.00[mm]	2000.00[mm]	2000.00[mm]
Materiale	Grado	E_c	f_{ck}
	C35/45	34000.00[MPa]	35.00[MPa]

11.4.1.4 Coefficienti materiali

Coefficiente	$\gamma_{M0} =$	1.00
Coefficiente	$\gamma_{M2} =$	1.25
Coefficiente	$\gamma_{Mc} =$	1.50

11.4.1.5 Forze

Carichi di progetto ULS

Forza assiale	$N_{Ed} =$	0.00[kN]	
Forza di taglio	$V_{y,Ed} =$	0.00[kN]	
Forza di taglio	$V_{z,Ed} =$	30.21[kN]	
Momento flettente	$M_{y,Ed} =$	75.51[kNm]	
Momento flettente	$M_{z,Ed} =$	0.00[kNm]	

11.4.1.6 Risultati

11.4.1.6.1 Flangia e anima della trave in compressione

Modulo di resistenza di plastica

$$W_{pl} = 310.82[cm^3]$$

La resistenza di progetto per la piegatura della sezione

$$M_{c,Rd} = (W_{pl} \cdot f_{yb}) / \gamma_{M0} = (310.82[cm^3] \cdot 355.00[MPa]) / 1.00 = 110.34[kNm]$$

Distanza tra le flange della trave

$$h_f = h_c - t_{fc} = 171.00[mm] - 9.50[mm] = 161.50[mm]$$

Resistenza di progetto della flangia colonna soggetta a compressione trasversale

$$F_{c,fc,Rd} = M_{c,Rd} / h_f = 110.34[kNm] / 161.50[mm] = 683.23[kN]$$

11.4.1.6.2 Resistenza alla base di una colonna nella zona di trazione

Resistenza a trazione di un bullone

$$F_{t,Rd} = (k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s) / \gamma_{M2} = (0.90 \cdot 800.00[MPa] \cdot 3.53[cm^2]) / 1.25 = 203.33[kN]$$

Rottura a estrazione

Resistenza di progetto a trazione

$$f_{ctd} = (0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_{MC} = (0.7 \cdot 0.3 \cdot 35.00 [MPa]^{2/3}) / 1.50 = 1.50 [MPa]$$

Coefficiente relativo alla qualità delle condizioni di aderenza e del calcestruzzo

$$\eta_1 = 1.00$$

Coefficiente relativo al diametro della barra

$$\eta_2 = 1.00$$

Valore di progetto della resistenza di aderenza

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.50 [MPa] = 3.37 [MPa]$$

Progetto della lunghezza dell'ancoraggio

$$L_{eff} = 550.00 [mm]$$

Progetto a sollevamento

$$F_{btd} = \pi \cdot d \cdot L_{eff} \cdot f_{bd} = \pi \cdot 24.00 [mm] \cdot 550.00 [mm] \cdot 3.37 [MPa] = 139.77 [kN]$$

Parametri geometrici

Distanza bullone da bordo esterno

$$e_{ep} = 50.00 [mm]$$

Distanza bullone da anima trave

$$m_{ep} = 0.5 \cdot (w - t_{wb} - 0.8 \cdot \sqrt{2} \cdot a_w) = 0.5 \cdot (400.00 [mm] - 6.00 [mm] - 0.8 \cdot \sqrt{2} \cdot 7.00 [mm]) = 106.58 [mm]$$

Distanza bullone da flangia trave

$$m_x = 0.5 \cdot (p_{1z} - h_c) - 0.8 \cdot a_{rc} \cdot \sqrt{2} = 0.5 \cdot (400.00 [mm] - 171.00 [mm]) - 0.8 \cdot 7.00 [mm] \cdot \sqrt{2} = 106.58 [mm]$$

Distanza bullone dal bordo orizzontale esterno della piastra

$$e_x = e_1 = 50.00 [mm]$$

Lunghezza effettiva di un bullone a forma circolare

$$l_{eff,cp,1} = 2 \cdot \pi \cdot m_x = 2 \cdot \pi \cdot 106.58 [mm] = 669.66 [mm]$$

$$l_{eff,cp,2} = \pi \cdot m_x + w = \pi \cdot 106.58 [mm] + 400.00 [mm] = 734.83 [mm]$$

$$l_{eff,cp,3} = \pi \cdot m_x + 2 \cdot e = \pi \cdot 106.58 [mm] + 2 \cdot 50.00 [mm] = 434.83 [mm]$$

$$l_{eff,cp} = \min(l_{eff,cp,1}; l_{eff,cp,2}; l_{eff,cp,3}) = \min(669.66 [mm]; 734.83 [mm]; 434.83 [mm]) = 434.83 [mm]$$

Lunghezza effettiva per un bullone a forma non circolare

$$l_{eff,nc,1} = 4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_x = 4 \cdot 106.58 [mm] + 1.25 \cdot 50.00 [mm] = 488.82 [mm]$$

$$l_{eff,nc,2} = e + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x = 50.00 [mm] + 2 \cdot 106.58 [mm] + 0.625 \cdot 50.00 [mm] = 294.41 [mm]$$

$$l_{eff,nc,3} = 0.5 \cdot b_p = 0.5 \cdot 500.00 [mm] = 250.00 [mm]$$

$$l_{eff,nc,4} = 0.5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x = 0.5 \cdot 400.00 [mm] + 2 \cdot 106.58 [mm] + 0.625 \cdot 50.00 [mm] = 444.41 [mm]$$

$$l_{eff,nc} = \min(l_{eff,nc,1}; l_{eff,nc,2}; l_{eff,nc,3}; l_{eff,nc,4}) = \min(488.82 [mm]; 294.41 [mm]; 250.00 [mm]; 444.41 [mm]) = 250.00 [mm]$$

Lunghezza effettiva per un bullone modo 1

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc}) = \min(434.83 [mm]; 250.00 [mm]) = 250.00 [mm]$$

Lunghezza effettiva per un bullone modo 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 250.00 [mm]$$

Modello 1: Cedimento completo della piastra terminale

$$M_{pl,1,Rd} = (0.25 \cdot l_{eff,1} \cdot t_p^2 \cdot f_{yp}) / \gamma_{M0} = (0.25 \cdot 250.00 [mm] \cdot (30.00 [mm])^2 \cdot 35.00 [MPa]) / 1.00 = 19.97 [kNm]$$

Metodo 1

$$F_{T,1,Rd1} = (4 * M_{pl,1,Rd}) / m_{ep} = (4 * 19.97 [kNm]) / 106.58 [mm] = 374.72 [kN]$$

$$F_{T,1,Rd} = \min(F_{T,1,Rd1} ; F_{T,1,Rd1}) = \min(374.72 [kN] ; 374.72 [kN]) = 374.72 [kN]$$

Modello 2: Rottura bullone con cedimento della piastra terminale

$$M_{pl,2,Rd} = (0.25 * I_{eff,2} * t_p^2 * f_{yp}) / \gamma_{M0} = (0.25 * 250.00 [mm] * (30.00 [mm])^2 * 355.00 [MPa]) / 1.00 = 19.97 [kNm]$$

$$F_{T,2,Rd} = (2 * M_{pl,2,Rd} + n * \Sigma F_{t,Rd}) / (m_{ep} + n) = (2 * 19.97 [kNm] + 400.00 [mm] * 2 * 203.33 [kN]) / (106.58 [mm] + 400.00 [mm]) = 374.72 [kN]$$

Modello 3: Rottura bullone

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 * 203.33 [kN] = 406.66 [kN]$$

Componente di resistenza

$$F_{t,ep,Rd} = \min(F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}) = \min(374.72 [kN] ; 374.72 [kN] ; 406.66 [kN]) = 374.72 [kN]$$

11.4.1.6.3 Compressione del calcestruzzo

Larghezza aggiuntiva nella zona di pressione della capacità portante

$$c = t_p * \sqrt{f_{yp} / 3 * f_{jd}} * \gamma_{M0} = 30.00 [mm] * \sqrt{355.00 [MPa] / 3 * 46.67 [MPa]} * 1.00 = 57.80 [mm]$$

Larghezza effettiva della zona di capacità portante di pressione sotto la flangia

$$b_{eff} = 2 * c + t_{fc} = 2 * 57.80 [mm] + 9.50 [mm] = 125.10 [mm]$$

Lunghezza effettiva della zona di capacità portante di pressione sotto la flangia

$$l_{eff} = \min(b_p ; 2 * c + b_{fc}) = \min(500.00 [mm] ; 2 * 57.80 [mm] + 180.00 [mm]) = 295.60 [mm]$$

Area di capacità portante per la flessione M_y

$$A_{eff} = b_{eff} * l_{eff} = 125.10 [mm] * 295.60 [mm] = 369.79 [cm^2]$$

Capacità portante del calcestruzzo per compressione

$$F_{c,Rd} = A_{eff} * f_{jd} = 369.79 [cm^2] * 46.67 [MPa] = 1725.67 [kN]$$

$$|N_{Ed}| \leq F_{c,Rd}$$

$$|0.00 [kN]| < 1725.67 [kN]$$

0.00



Resistenza a flessione

Eccentricità di forza assiale

$$e = M_{y,Ed} / N_{Ed} = 75.51 [kNm] / 0.00 [kN] = 0.00 [mm]$$

Braccio della forza interna a compressione

$$z_c = 0.5 * (h_c - t_{fc}) = 0.5 * (171.00 [mm] - 9.50 [mm]) = 80.75 [mm]$$

Braccio della forza interna a trazione

$$z_t = 200.00 [mm]$$

Braccio delle forze interne

$$z = z_t + z_c = 200.00 [mm] + 80.75 [mm] = 280.75 [mm]$$

$$F_{c,Rd} = \min(F_{c,Rd} ; F_{cfc,Rd}) = \min(1725.67 [kN] ; 683.23 [kN]) = 683.23 [kN]$$

La resistenza a trazione di un ancoraggio

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,ep,Rd} ; F_{btd} * n_a) = \min(374.72 [kN] ; 139.77 [kN] * 2) = 279.54 [kN]$$

Progetto a capacità portante

$$M_{j,Rd1} = F_{T,Rd} * z / \{z_c / e + 1\} = 279.54 [kN] * 280.75 [mm] / \{80.75 [mm] / 0.00 [mm] + 1\} = 78.48 [kNm]$$

Progetto a sollevamento

$$M_{j,Rd2} = F_{c,Rd} * z / \{z_t / e - 1\} = 683.23 [kN] * 280.75 [mm] / \{200.00 [mm] / 0.00 [mm] - 1\} = 191.82 [kNm]$$

$$M_{j,Rd} = \min(M_{j,Rd1} ; M_{j,Rd2}) = \min(78.48 [kNm] ; 191.82 [kNm]) = 78.48 [kNm]$$

$$|M_{y,Ed}| \leq M_{j,Rd}$$

$$|75.51 [kNm]| < 78.48 [kNm]$$

0.96



11.4.1.6.4 Taglio

Area della sezione di taglio del bullone

$$A = A_s = 3.53[cm^2]$$

Resistenza al taglio del bullone in una superficie

$$F_{v,Rd} = (\alpha_v * m * f_{ub} * A) / \gamma_{M2} = (0.60 * 1 * 800.00[MPa] * 3.53[cm^2]) / 1.25 = 173.72[kN]$$

Coefficiente

$$\alpha_b = 0.44 - 0.0003 * f_{yb} = 0.44 - 0.0003 * 800.00[MPa] = 0.25$$

Taglio di un bullone di ancoraggio

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2} = 0.25 * 800.00[MPa] * 4.52[cm^2] / 1.25 = 56.03[kN]$$

Coefficiente determinato dalla spaziatura bulloni

$$\alpha_{ep} = \min(1.0 ; f_{ub} / f_{up} ; e_1 / d_0) = \min(1.0 ; 800.00[MPa] / 490.00[MPa] ; 50.00[mm] / 27.00[mm]) = 1.00$$

Coefficiente determinato dalla spaziatura bulloni

$$k_1 = \min(2.5 ; 2.8 * e_2 / d_0) = \min(2.5 ; 2.8 * 50.00[mm] / 27.00[mm]) = 2.50$$

Resistenza del bullone di supporto

$$F_{b,Rd} = k_1 * \alpha_b * f_{up} * d * t_p = 2.50 * 1.00 * 490.00[MPa] * 24.00[mm] * 30.00[mm] = 1152.00[kN]$$

Resistenza riga di bulloni

$$V_{j,Rd} = n_b * \min(F_{b,Rd} ; F_{v,Rd} ; F_{2,vb,Rd}) = 4 * \min(1152.00[kN] ; 173.72[kN] ; 56.03[kN]) = 224.11[kN]$$

$$|V_{z,Ed}| / V_{j,Rd} \leq 1$$

$$|30.21[kN]| < 224.11[kN]$$

0.13



11.4.1.6.5 Saldature dell'angolare che collegano trave e piastra frontale

Proprietà geometriche delle saldature

Area saldature orizzontali sulla flangia superiore

$$A_{wfu} = [b_{fb} + (b_{fb} - t_{wb} - 2 * r_b)] * a_f = [180.00[mm] + (180.00[mm] - 6.00[mm] - 2 * 15.00[mm])] * 7.00[mm] = 57.56[cm^2]$$

Area saldature orizzontali sulla flangia inferiore

$$A_{wfi} = [b_{fb} + (b_{fb} - t_{wb} - 2 * r_b)] * a_f = [180.00[mm] + (180.00[mm] - 6.00[mm] - 2 * 15.00[mm])] * 7.00[mm] = 57.56[cm^2]$$

Area delle saldature verticali

$$A_{ww} = 2 * (h_c - 2 * (t_{fc} - r_c)) * a_{wc} = 2 * (171.00[mm] - 2 * (9.50[mm] - 15.00[mm])) * 5.00[mm] = 57.56[cm^2]$$

Area di tutte le saldature

$$A_w = A_{wfu} + A_{wfi} + A_{ww} = 57.56[cm^2] + 57.56[cm^2] + 57.56[cm^2] = 172.68[cm^2]$$

Distanza tra baricentro saldature e baricentro trave

$$e_{0w} = 0.00[mm]$$

Momento d'inerzia saldature


$$I_w = 3208.92[cm^4]$$


Punto in cui le sollecitazioni vengono controllate	$z_i = 89.00[mm]$
Modulo elastico delle saldature	
$W_w = 360.55[cm^3]$	
Sollecitazione da forza assiale	
$\sigma_N = N_0 / A_w = 0.00[kN] / 172.68[cm^2] = 0.00[MPa]$	
Sollecitazione dovuta alla flessione	
$\sigma_M = M_0 * z_i / I_w = 75.51[kNm] * 89.00[mm] / 3208.92[cm^4] = 209.43[MPa]$	
Sforzo normale massimo	

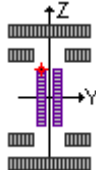
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 0.00[MPa] + 209.43[MPa] = 209.43[MPa]$	
Sforzo normale perpendicolare	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 209.43[MPa]/\sqrt{2} = 148.09[MPa]$	
Sforzo tangente perpendicolare	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 209.43[MPa]/\sqrt{2} = 148.09[MPa]$	

Coefficiente di resistenza saldature

$\beta_w = 1.00$


$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ $|148.09[MPa]| < 352.80[MPa]$ **0.42** 


$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ $296.18[MPa] < 392.00[MPa]$ **0.76** 

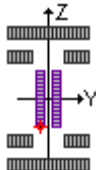
Punto in cui le sollecitazioni vengono controllate	$z_i = 61.00[mm]$
Modulo elastico delle saldature	
$W_w = 526.05[cm^3]$	
Sollecitazione da forza assiale	
$\sigma_N = N_0/A_w = 0.00[kN]/57.56[cm^2] = 0.00[MPa]$	
Sollecitazione dovuta alla flessione	
$\sigma_M = M_0 \cdot z_i / W_w = 75.51[kNm] \cdot 61.00[mm] / 3208.92[cm^4] = 143.54[MPa]$	
Sforzo normale massimo	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 0.00[MPa] + 143.54[MPa] = 143.54[MPa]$	
Sforzo normale perpendicolare	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 143.54[MPa]/\sqrt{2} = 101.50[MPa]$	
Sforzo tangente perpendicolare	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = 143.54[MPa]/\sqrt{2} = 101.50[MPa]$	
Sforzo tangente parallelo	
$\tau_{\parallel} = V_0/A_{ww} = 30.21[kN]/57.56[cm^2] = 24.76[MPa]$	

Coefficiente di resistenza saldature

$\beta_w = 1.00$

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ $|101.50[MPa]| < 352.80[MPa]$ **0.29** 

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ $207.48[MPa] < 392.00[MPa]$ **0.53** 

Punto in cui le sollecitazioni vengono controllate	$z_i = -61.00[mm]$
Modulo elastico delle saldature	
$W_w = 526.05[cm^3]$	
Sollecitazione da forza assiale	
$\sigma_N = N_0/A_w = 0.00[kN]/57.56[cm^2] = 0.00[MPa]$	
Sollecitazione dovuta alla flessione	

$\sigma_M = M_0 \cdot z_i / W_w = 75.51 [kNm] \cdot (-61.00 [mm]) / 3208.92 [cm^4] = -143.54 [MPa]$
Sforzo normale massimo
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 0.00 [MPa] + (-143.54 [MPa]) = -143.54 [MPa]$
Sforzo normale perpendicolare
$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2} = -143.54 [MPa] / \sqrt{2} = -101.50 [MPa]$
Sforzo tangente perpendicolare
$\tau_{\perp} = \sigma / \sqrt{2} = -143.54 [MPa] / \sqrt{2} = -101.50 [MPa]$
Sforzo tangente parallelo
$\tau_{\parallel} = V_0 / A_{ww} = 30.21 [kN] / 57.56 [cm^2] = 24.76 [MPa]$

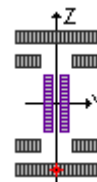
Coefficiente di resistenza saldature

$$\beta_w = 1.00$$

$$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad |-101.50 [MPa]| < 352.80 [MPa] \quad \mathbf{0.29} \quad \checkmark$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 207.48 [MPa] < 392.00 [MPa] \quad \mathbf{0.53} \quad \checkmark$$

Punto in cui le sollecitazioni vengono controllate	$z_i = -89.00 [mm]$
Modulo elastico delle saldature	
$W_w = 360.55 [cm^3]$	
Sollecitazione da forza assiale	
$\sigma_N = N_0 / A_w = 0.00 [kN] / 57.56 [cm^2] = 0.00 [MPa]$	
Sollecitazione dovuta alla flessione	
$\sigma_M = M_0 \cdot z_i / W_w = 75.51 [kNm] \cdot (-89.00 [mm]) / 3208.92 [cm^4] = -209.43 [MPa]$	
Sforzo normale massimo	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 0.00 [MPa] + (-209.43 [MPa]) = -209.43 [MPa]$	
Sforzo normale perpendicolare	
$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2} = -209.43 [MPa] / \sqrt{2} = -148.09 [MPa]$	
Sforzo tangente perpendicolare	
$\tau_{\perp} = \sigma / \sqrt{2} = -209.43 [MPa] / \sqrt{2} = -148.09 [MPa]$	



Coefficiente di resistenza saldature

$$\beta_w = 1.00$$

$$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad |-148.09 [MPa]| < 352.80 [MPa] \quad \mathbf{0.42} \quad \checkmark$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 296.18 [MPa] < 392.00 [MPa] \quad \mathbf{0.76} \quad \checkmark$$

11.4.1.6.6 Rigidezza di rotazione del giunto

Lunghezza di allungamento del bullone

$$L_b = 8 \cdot d + t_p + t_{wa} + 0.5 \cdot m = 8 \cdot 24.00 [mm] + 30.00 [mm] + 4.00 [mm] + 0.5 \cdot 22.30 [mm] = 257.15 [mm]$$

Tensione bullone

$$k_{13} = E_c \cdot \sqrt{[b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}}]} / (1.275 \cdot E) = 34000.00 [\text{MPa}] \cdot \sqrt{[125.10 [\text{mm}] \cdot 295.60 [\text{mm}]]} / (1.275 \cdot 210000.00 [\text{MPa}]) = 24.42 [\text{mm}]$$

Piastra terminale in flessione

$$k_{15} = (0.425 \cdot l_{\text{eff}} \cdot t_p^3) / m_x^3 = (0.425 \cdot 250.00 [\text{mm}] \cdot (30.00 [\text{mm}])^3) / (106.58 [\text{mm}])^3 = 2.37 [\text{mm}]$$

Tensione bullone

$$k_{16} = (2 \cdot A_b) / L_b = (1.6 \cdot 3.53 [\text{cm}^2]) / 257.15 [\text{mm}] = 2.75 [\text{mm}]$$

$$k_t = k_{15} + k_{16} = 2.37 [\text{mm}] + 2.75 [\text{mm}] = 5.12 [\text{mm}]$$

$$k_c = k_{13} = 24.42 [\text{mm}]$$

$$e_k = (z_c \cdot k_c - z_t \cdot k_t) / (k_t + k_c) = (80.75 [\text{mm}] \cdot 24.42 [\text{mm}] - 200.00 [\text{mm}] \cdot 5.12 [\text{mm}]) / (5.12 [\text{mm}] + 24.42 [\text{mm}]) = 32.13 [\text{mm}]$$

Rigidezza di rotazione iniziale del giunto

$$S_{j,\text{ini}} = (E \cdot z^2) / (1/k_c + 1/k_t) \cdot e / e + e_k = (210000.00 [\text{MPa}] \cdot (280.75 [\text{mm}])^2) / (1/24.42 [\text{mm}] + 1/5.12 [\text{mm}]) \cdot 0.00 [\text{mm}] / 0.00 [\text{mm}] + 32.13 [\text{mm}] = 70001.86 [\text{kNm}]$$

$$S_{j,\text{ini}} = (E \cdot z^2) / (1/k_c + 1/k_t) \cdot e / e + e_k = (210000.00 [\text{MPa}] \cdot (280.75 [\text{mm}])^2) / (1/24.42 [\text{mm}] + 1/5.12 [\text{mm}]) \cdot 0.00 [\text{mm}] / 0.00 [\text{mm}] + 32.13 [\text{mm}] = 70001.86 [\text{kNm}]$$

Rigidezza di rotazione del giunto chiodato

$$S_{j,\text{pin}} = (0.5 \cdot E \cdot I_{yc}) / L_c = (0.5 \cdot 210000.00 [\text{MPa}] \cdot 2510.29 [\text{cm}^4]) / 5000.00 [\text{mm}] = 527.16 [\text{kNm}]$$

Rigidezza di rotazione del giunto rigido

$$S_{j,\text{rig}} = (30 \cdot E \cdot I_{yc}) / L_c = (30 \cdot 210000.00 [\text{MPa}] \cdot 2510.29 [\text{cm}^4]) / 5000.00 [\text{mm}] = 31629.61 [\text{kNm}]$$

Scala di rigidezza

$$\mu = \min(1.0 ; |M_{b1,\text{Ed}}| / M_{\text{Rd}}) = \min(1.0 ; 75.51 [\text{kNm}] / 78.48 [\text{kNm}]) = 1.00$$

Rigidezza di rotazione del giunto

$$S_j = S_{j,\text{ini}} / \mu = 70001.86 [\text{kNm}] / 1.00 = 70001.86 [\text{kNm}]$$

Classificazione dei giunti

Rigido