

RIQUALIFICAZIONE COMPRENSORIO EX POLSTRADA A ROIANO

STAZIONE APPALTANTE

COMUNE DI TRIESTE

Piazza dell'Unità d'Italia, 4
34121 Trieste
0406751

AREA LAVORI PUBBLICI

SERVIZI EDILIZIA SCOLASTICA E SPORTIVA

CIG: 7592120F9B

CUP:F99J13000580007

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

CAPOGRUPPO
PROGETTAZIONE STRUTTURE,
ARCHITETTURA,
IMPIANTI,
ANTINCENDIO,
CORDINAMENTO SICUREZZA

F&M
ingegneria
F&M Ingegneria Spa
Via Belvedere 8/10
30035 - Milano (VE)

F&M
DIVISIONE IMPIANTI

GEOLOGIA, ACUSTICA, ENERGETICA

EUTECNE s.r.l.
architettura | ingegneria

RAPPORTO CON GLI ENTI

ING. DENIS ZADNIK

ESPERTO PAESAGGIO

ERIKA SKABAR
landscape planning and design

www.eriskabar.com

ESPERTO CAM

ARCH. COCCO CARLOTTA

ESPERTO FORESTALE

DOTT. SIARDI ENRICO

PROGETTO

**PROGETTO ASILO NIDO, AUTORIMESSA
SEMINTERRATA, AREA VERDE E BOSCO
URBANO ALL'INTERNO DEL COMPRENSORIO
EX POLSTRADA A ROIANO**

DISCIPLINA

DOCUMENTAZIONE GENERALE

EMISSIONE

PROGETTO ESECUTIVO / Lotto A / B

TITOLO

**RELAZIONE DI CALCOLO -
AUTORIMESSA E BAR**

REV.	DATA	OGGETTO	DIS.	APPR.
1	04/05/2020	Nuova emissione per integrazione note	VS	TT

ELABORATO N.

Ser_AB002_0

DATA: 03/03/2020	SCALA: -	FILE: 1247_Ser_AB002_0	J.N. 1247
PROGETTO D.Ianniciello	DISEGNO V.Sorbino	VERIFICA D.Ianniciello	APPROVAZIONE T.Tassi

INDICE

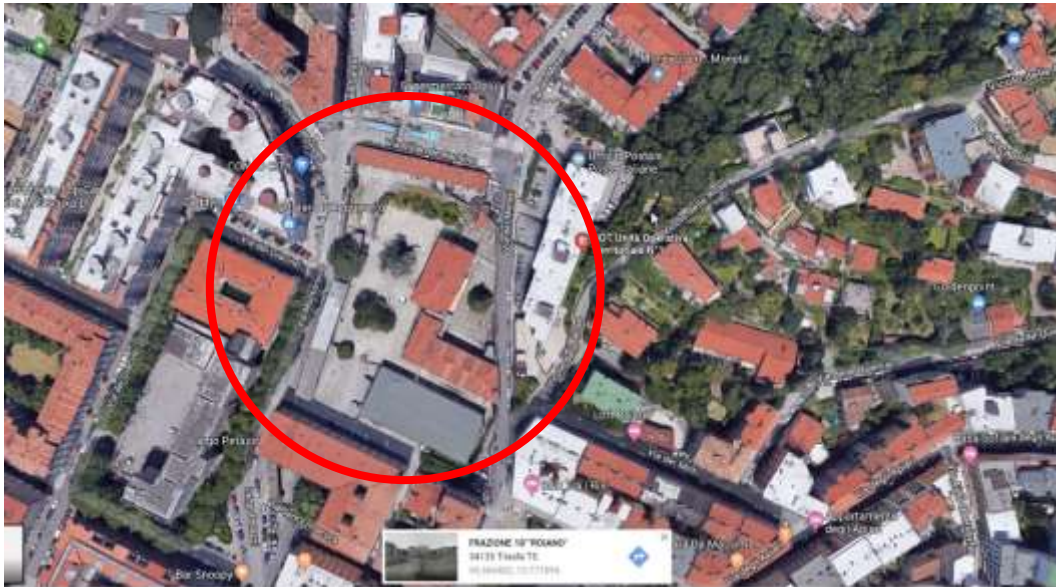
INDICE.....	2
1 PREMessa.....	4
2 DESCRIZIONE INTERVENTO.....	5
3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI.....	6
3.2 NORME NAZIONALI.....	6
3.3 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE	6
4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	7
4.1 CALCESTRUZZO	7
4.2 ACCIAIO.....	7
5 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	8
5.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE	8
5.2 CARICHI PERMANENTI.....	8
5.3 CARICHI VARIABILI	9
5.4 ANALISI DEI CARICHI SOLAI	11
5.4.1 AUTORIMESSA	13
5.4.2 BAR.....	15
5.4.3 AZIONE DEL TERRENO.....	16
5.5 NEVE.....	17
5.6 VENTO	18
5.7 TEMPERATURA.....	20
5.8 SISMA.....	21
6 ANALISI MODALE.....	24
6.1.1 AUTORIMESSA	26
6.1.2 CORPO SECONDARIO E BAR.....	29
6.2 LINEARITA' GEOMETRICHE	31
7 RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	35
7.1 ELEMENTI STRUTTURALI.....	35
8 COMBINAZIONI DI CARICO.....	37
9 MODELLI DI CALCOLO.....	40
10 VERIFICHE.....	42
10.1 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI SOMMITALI AGLI SLO	42
10.1.1 AUTORIMESSA	42
10.1.2 CORPO SECONDARIO E BAR.....	43
10.2 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI SOMMITALI AGLI SLE	44
10.2.1 AUTORIMESSA	44
10.2.2 CORPO SECONDARIO E BAR.....	44
10.3 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI SLE.....	45
10.3.1 AUTORIMESSA	45
10.3.2 CORPO SECONDARIO E BAR.....	47
10.4 CEDIMENTI DI FONDAZIONE	48

10.4.1 CEDIMENTI FONDAZIONE STRUTTURA INTERNA VASCA	48
10.4.2 CEDIMENTI FONDAZIONE STRUTTURA ESTERNA LATO VASCA.....	50
10.4.3 CEDIMENTI FONDAZIONE STRUTTURA ESTERNA BAR	52
10.4.4 CEDIMENTI FONDAZIONE STRUTTURA CORPO PRINCIPALE	53
10.4.5 RIEPILOGO.....	55
10.5 VERIFICA DEL GIUNTO SISMICO.....	56
10.5.1 MODELLAZIONE GIUNTO A CERNIERA	56
10.5.2 DIMENSIONAMENTO GIUNTO SISMICO	58
10.6 VERIFICA DELLE COLONNE.....	60
10.6.1 AUTORIMESSA	60
10.7 VERIFICA DELLE TRAVI.....	65
10.7.1 AUTORIMESSA - TRAVI PREFABBRICATE A T – R 90.....	65
10.7.2 AUTORIMESSA - TRAVI PREFABBRICATE A L – R 90.....	66
10.7.3 CORPO SECONDARIO E BAR - TRAVE 20x157.....	67
10.7.4 AUTORIMESSA - TRAVI TRAVE PARETE CON MENSOLA	72
10.8 VERIFICA DELLE MENSOLE.....	74
10.8.1 AUTORIMESSA - MENSOLE PILASTRI – R 90.....	74
10.8.2 MENSOLE PARETI – R 90.....	76
10.9 SOLAI ALVEOLARI – R 90	80
10.10 FONDAZIONI.....	81
10.10.1 AUTORIMESSA - VERIFICA PLATEA SP=400 mm	81
10.10.2 AUTORIMESSA - VERIFICA PLATEA SP=600 mm	86
10.10.3 AUTORIMESSA - VERIFICA PLATEA SP=1200 mm	91
10.10.4 CORPO SECONDARIO E BAR - VERIFICA TRAVE DI FONDAZIONE 60x60 97	
10.10.5 CORPO SECONDARIO E BAR - VERIFICA PLATEA SP=300 mm.....	100
10.10.6 VASCA - VERIFICA PLATEA SP=500 mm.....	104
10.11 SOLETTE IN C.A.	108
10.11.1 AUTORIMESSA - VERIFICA SOLETTA SP=250 mm.....	109
10.11.2 AUTORIMESSA - VERIFICA RAMPA SP=250 mm	112
10.11.3 AUTORIMESSA - VERIFICA SBALZO SP=300 mm.....	116
10.11.4 CORPO SECONDARIO E BAR - VERIFICA SOLETTA SP=250 mm	120
10.12 PARETI IN C.A.	123
10.12.1 AUTORIMESSA - VERIFICA PARETE SP=300 mm.....	123
10.12.2 AUTORIMESSA - VERIFICA PARETE SP=200 mm.....	130
10.12.3 CORPO SECONDARIO E BAR - VERIFICA PARETE SP=300 mm	135
10.12.4 CORPO SECONDARIO E BAR - VERIFICA PARETE SP=200 mm	138
10.12.5 VASCA - VERIFICA PARETE SP=300 mm	144
10.13 STRUTTURE IN ACCIAIO	150
10.13.1 AUTORIMESSA – VERIFICA PENSILINA FOTOVOLTAICO	150
10.13.2 RINGHIERA IN ACCIAIO.....	160
10.13.3 PARAPETTO SCALA IN ACCIAIO	170
10.13.4 GAZEBO	180
10.14 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETABILITÀ.....	195

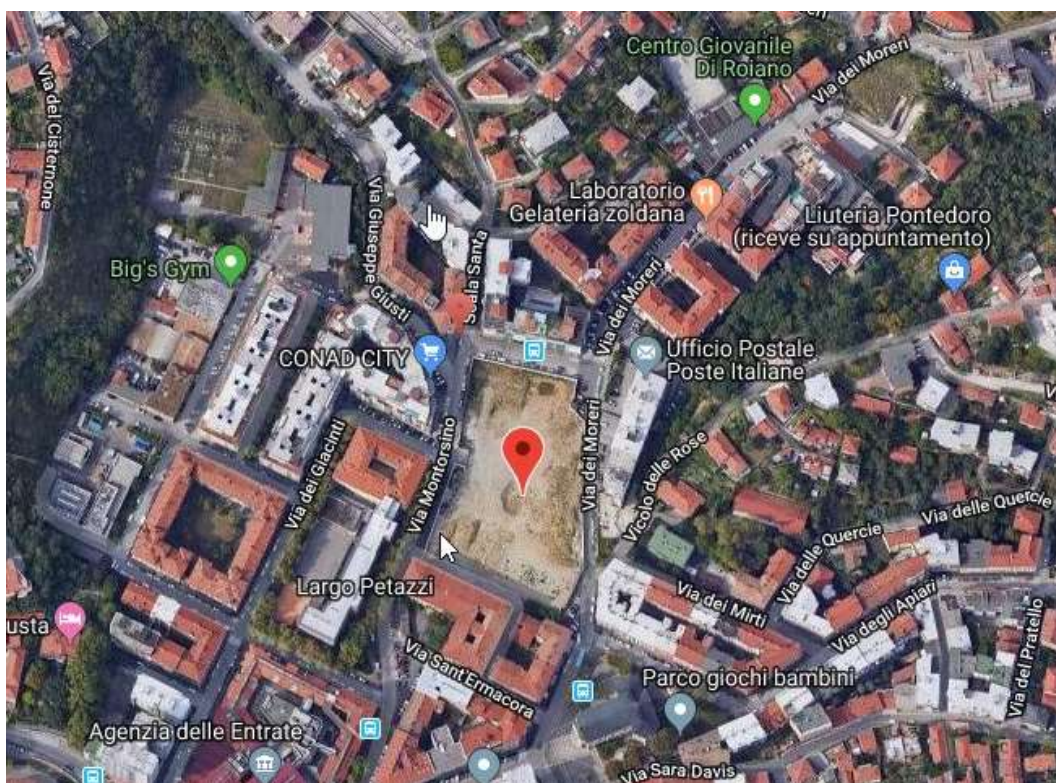
1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto i calcoli e le verifiche delle strutture che saranno realizzate all'interno dell'area Stock del comprensorio "Ex Polstrada" di Roiano (TS).

Si riporta un'ortofoto del lotto antecedente alla demolizione:



Vista satellitare del lotto con gli edifici esistenti



Vista satellitare del lotto dopo l'avvenuta demolizione

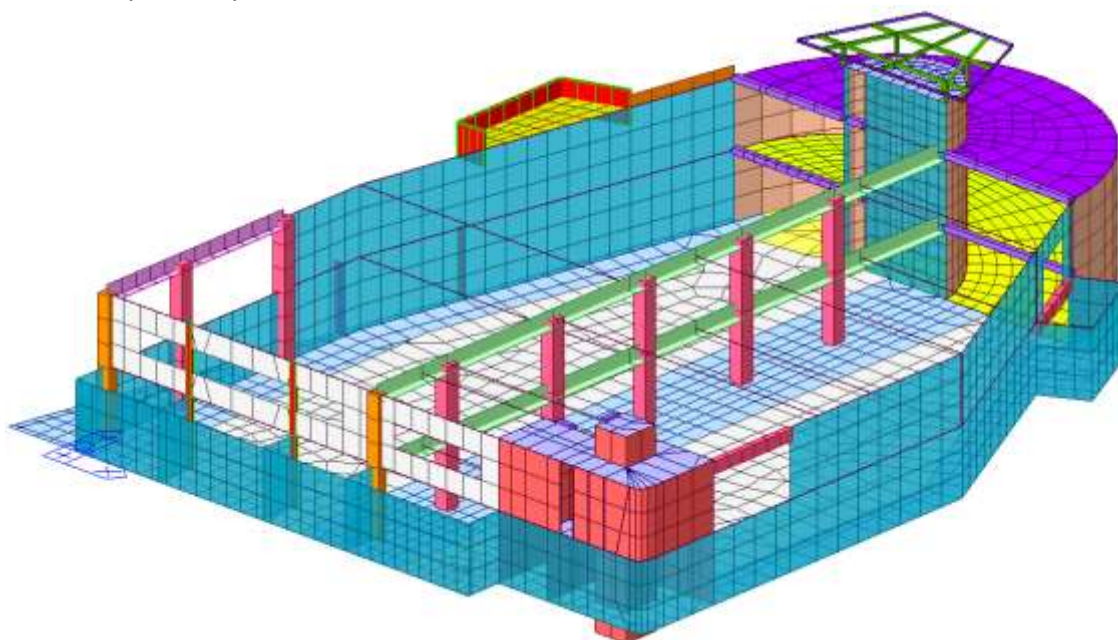
2 DESCRIZIONE INTERVENTO

L'area Stock è stata destinata alla progettazione di due edifici, uno dedicato all'asilo e l'altro ad autorimessa su due livelli, di cui uno interrato; entrambi gli edifici hanno la copertura a verde.

Le strutture dell'autorimessa sono costituite da pareti perimetrali in C.A. affiancate, lato terra, da una berlinese, da pilastri interni prefabbricati e da solai alveolari prefabbricati; invece il Bar, ha strutture in C.A. costituite da pilastri e travi in C.A. e solai in C.A.

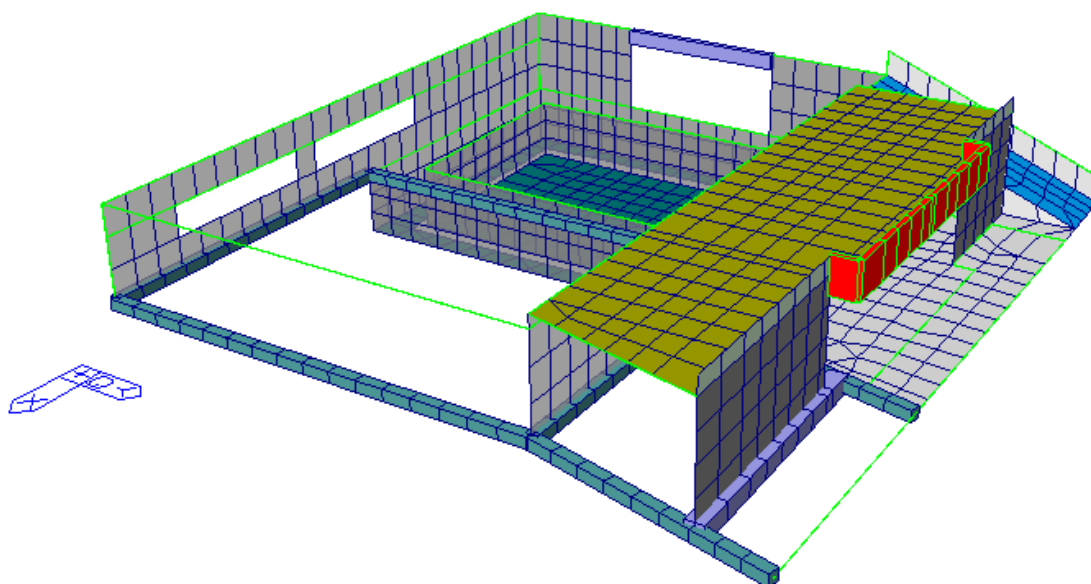
Di seguito alcune immagini del modello di calcolo:

Autorimessa Corpo Principale



Strutture a telaio/pareti in C.A. dell'Autorimessa con Interrato

Autorimessa Corpo Secondario con Bar



Strutture a pareti in C.A. dell'Autorimessa/Bar - Monopiano

Tra le due strutture dell'autorimessa/bar è previsto un giunto sismico di costruzione dimensionato in funzione del sisma.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive.

3.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 17.1.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio Superiore Lavori Pubblici - "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni 2018”.
- D.M. 16.02.07 – “Classificazione e resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”.

3.2 NORME NAZIONALI

- D.M. 09.03.07 – “Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei vigili del fuoco”
- UNI EN 206: 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.
- UNI 11104: 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206”.

3.3 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- Eurocodice 1 – “Basi della progettazione ed azioni sulle strutture”.
- Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture in acciaio”.
- Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.

4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1. CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1-2016, UNI 11104:2016 e D.M. 17.1.2018:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 25/30
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 20 \text{ mm}$
Classe di esposizione	XC2
Contenuto minimo di cemento per durabilità	300 kg/m ³
Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità	0,60
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$

4.1.2. CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE (PARETI PERIMETRALI, PILASTRI, TRAVI E CAPPE)

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1-2016, UNI 11104:2016 e D.M. 17.1.2018:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Classe di abbassamento al cono (slump)	S5
Dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 12 \text{ mm}$
Classe di esposizione	XC2
Contenuto minimo di cemento per durabilità	300 kg/m ³
Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità	0,60
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$

4.1.3. CALCESTRUZZO PER OPERE PREFABBRICATE

Classificazione secondo D.M. 19.1.2018 e UNI EN 1992-1-1:2005:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 45/55
Classe di esposizione	XC3

4.2 ACCIAIO

4.1.4. ACCIAIO PER ARMATURE

Barre ad aderenza migliorata tipo B 450C laminato a caldo, conforme al D.M. 17.1.2018 e UNI EN 1992-1-1:2005:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Rapporto rottura/snervamento caratteristici	$1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$
Tensione nominale di snervamento	$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1.25$
Allungamento a rottura	$(A_{gt})_k \geq 7.5 \%$
Modulo elastico medio	$E_s = 210 \text{ GPa}$

4.1.5. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA PER LAMINATI A CALDO

Acciaio per costruzioni in carpenteria metallica S275JR, conforme al D.M. 17.1.2018:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 430 \text{ MPa}$
Modulo elastico medio	$E_s = 210 \text{ GPa}$

4.1.6. BULLONI

Bulloni ad alta resistenza classe 8.8.

Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y,d} \geq 640 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{y,t} \geq 800 \text{ MPa}$

4.1.7. SALDATURE

Le saldature sono eseguite secondo UNI EN ISO 4063:2010, UNI EN 1011:2005, tutte realizzate in officina.

5 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Le condizioni elementari di carico sono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

Le condizioni elementari di carico sono:

- peso proprio delle strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- carichi variabili;
- neve;
- vento;
- temperatura;
- sisma.

5.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE

Il peso proprio viene determinato in funzione delle dimensioni degli elementi strutturali e del peso specifico del materiale:

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{cls, armato}} &= 25 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{\text{acciaio}} &= 78.5 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

5.2 CARICHI PERMANENTI

I valori dei carichi permanenti di solaio sono riportati nello specifico al paragrafo delle analisi di carico dei solai.

5.3 CARICHI VARIABILI

I carichi variabili minimi sono prescritti dalla Normativa vigente in tabella 3.1.II D.M. 17.01.2018 e correlati alla destinazione d'uso dei locali.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00 ^I
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Riepilogo:

ASILO:

- Piano terra cat. C1: 3.00 kN/mq
- Copertura cat. H: 0.50 kN/mq - Neve

AUTORIMESSA:

- Piano terra/Interrato cat. F: 2.50 kN/mq
- Copertura cat. C4: 5.00 kN/mq - Neve

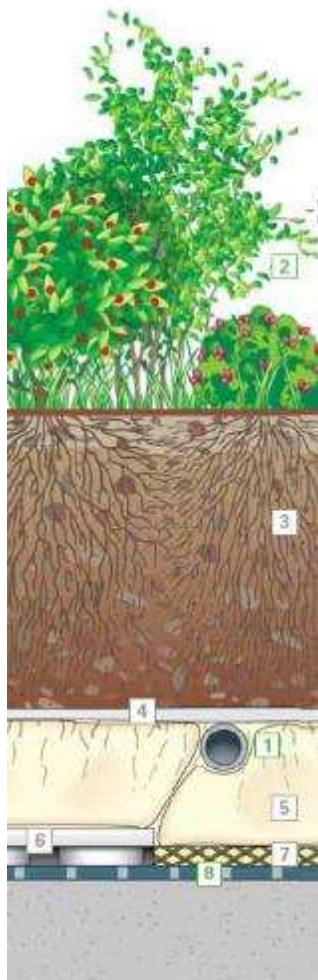
BAR:

- Piano terra cat. C1: 3.00 kN/mq
- Copertura cat. H: 0.50 kN/mq - Neve

In caso di analisi sismica, parte dei carichi variabili è considerata massa sismica tramite un coefficiente convenzionale ψ_{2j} come definito nelle Norme Tecniche.

5.4 ANALISI DEI CARICHI SOLAI

GIARDINO PENSILE



ELEMENTI COMPLEMENTARI DESCRIZIONE

NOTE

1 IMPIANTI DI IRRIGAZIONE

Completamento:

- rete idraulica pre-progettata
- rete di distribuzione
- componenti
- impianto di fertirrigazione
- centralina di controllo elettronico

È possibile l'aduzione di sistemi di alimentazione:

- dell'irrigazione a pioggia
- dell'irrigazione a goccia
- del basco per autoirrigazione idromotrice

2 STATO DI VEGETAZIONE

Tipi di vegetazione:

- Topogardens
- Crassulacee
- Erbacee
- Arbusti
- Pianta a medio fusto

Tipi di semina:

- Seme di copertura
- Semina a mano
- Impianto diretto di arbusti, piante erbacee

Specie tipiche in base a:

- clima ed esposizione
- spessore del substrato
- usi e manutenzione previsti

Vegetazione:

- adattabile in ogni ambiente ed esposizione
- vegetata nel periodo primaverile
- con alternanza di fioriture durante l'anno
- con pochi di manutenzione

SISTEMA PERLIGARDEN®

ELEMENTI

COMPONENTI

PRESTAZIONI/VANTAGGI

3 SUBSTRATO CORDONALE

AgitERRAM® GP
per coperture intensive

AgitERRAM® TV
per coperture estensive, intensive leggere, a tappeto erboso

AgitERRAM® TVS e TVP
per coperture estensive, intensive leggere, tappeti erbosi in AdS e pino

- Per natura possono essere effettuati eventuali concimi, in funzione di specifiche esigenze
- sono da usare ad arte intanto
- rigogliosi e compatti, riducono i costi di manutenzione
- mantengono la pianta anche dopo il naturale compimento
- permettono all'acqua di scendere facilmente di drenaggio
- favoriscono l'aerazione del terreno e la crescita dei radici
- sono, proteggono la pianta dal gelo e dal caldo eccessivo
- a forte ritenzione idrica e diffusi, consentono di dilagare i costi di irrigazione
- pre-concime, non necessitano di ulteriori fertilizzanti in fase di impianto

Spessori (mm) utilizzati da 8 a 20 cm

4 ELEMENTO DI FILTRAZIONE

ORENALIT® F

- impermeabile non tessuto in polipropilene
- lavabile, ad alta tenacità
- Massima area: 130 g/m²

- impedisce il passaggio delle parti fini del substrato
- consente agli strati sottostanti
- evita possibili intasamenti dello spazio di drenaggio

5 DRENAGGIO E ACCUMULO IDRICO

GRONPERLITE®

Perlite espansa AG-RELIT® contenuta in sacchi di geotessile non tessuto calandrato

- tipo 1: 0 - 1 mm
- tipo 2: 1 - 3 mm
- tipo 3: 3 - 5 mm
- Spessori: 5 - 10 - 15 - 20 cm

- accumula beneficamente nei pori della perlite le sostanze nutritive (fosforo e potassio) provenienti dalle irrigazioni
- offre l'elemento di drenaggio e accumulo di acqua e le sostanze accumulate per capillarità e evapotraspirazione
- contribuisce al drenaggio e alla ritenzione delle acque
- riduce la saturazione della perlite di acqua e sabbia
- evita la formazione di ristagni
- ha un effetto termoisolante
- costituisce un efficace barriera contro i tubi

6 DRENAGGIO E TERMISOLAMENTO

SUPERGARDEN®

Lente con "piedole"

Facile stangola in polietilene espanso orientato ad alta densità.

Spessore: 40 mm (15 mm di intergapoli).

AdS spessori: 4,5 e 8 mm.

- facilitano il deflusso delle acque e riducono il ristagno, evitando fenomeni di marcimento degli impianti radicali
- consentono un rapido smaltimento delle acque meteoriche in eccesso
- assicurano un'importante funzione di protezione meccanica della membrana
- sono anche a biologicamente morti, non sviluppano batteri e funghi e non sono aggredibili da microorganismi

7 DRENAGGIO

ECODREN

SOS, SOS-2, PDS

Drenante tridimensionale

Spessori: 4,5 e 8 mm

ELEMENTI COMPLEMENTARI

DESCRIZIONE

NOTE/VANTAGGI

8 ELEMENTO DI TENUTA ANTIRADICE

Membrana impermeabile in:

- PVC plastificato
- polietilene modificato FPO/TPD
- gomma polimerica EPDM
- EPDM

- resistenti a radice e microorganismi
- di adeguati spessore secondo quanto previsto dalle norme vigenti



SISTEMA PERLIGARDEN

IDENTIFICATIVO DEL PACCHETTO

Verte Copertura Autorimessa/Bar

Essenza

Alberi 3' grandezza

EN 11235 - punto 5.5.12 - Prospetto 1

Spessore minimo del substrato terriccio	50	cm
Spessore minimo dello strato di accumulo	20	cm

DEFINIZIONE DEL PACCHETTO

Substrato terriccio

Perlinter giardini pensili

Strato di accumulo

Igroperlite T2

Strato di drenaggio

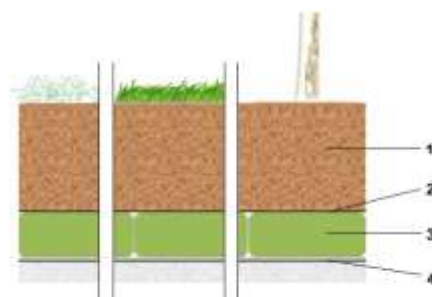
Supergarden

Spessore dello strato di drenaggio	5.5	cm
------------------------------------	-----	----

Spessore utile totale dedicato al pacchetto	76	cm
---	----	----

SCHEMA DEL PACCHETTO E DATI TECNICI

	Prodotto	Spessore [cm]
1.	Perlinter giardini pensili	50
2.	Drenalit	-
3.	Igroperlite T2	21
4.	Supergarden	5.5



Spessore totale del pacchetto	76	cm
Peso totale del pacchetto a secco	267	kg/m ²
Peso totale del pacchetto a saturazione	683	kg/m ²
Massima acqua trattenuta (MT)	415	lt/m ²
Acqua totale disponibile (ATD)	316	lt/m ²

5.4.1 AUTORIMESSA

Piano Interrato

Peso proprio (platea sp=400mm).....	$p_1 =$	10.00	kN/m ²
Peso proprio (platea sp=600mm).....	$p_1' =$	15	kN/m ²
Peso proprio (platea sp=1200mm).....	$p_1'' =$	30	kN/m ²
Sovraccarico permanente (pavimento industriale sp=150mm).....	$p_2 =$	3.75	kN/m ²
Sovraccarico accidentale	$q_1 =$	2.50	kN/m ²
Carico complessivo ($p_1 + p_2 + q_1$).....	$T =$	16.25	kN/m²
Carico complessivo ($p_1' + p_2 + q_1$)	$T =$	21.25	kN/m²
Carico complessivo ($p_1'' + p_2 + q_1$)	$T =$	36.25	kN/m²

Piano Terra – Solaio beta

Peso proprio (Alveolari h=500mm+cappa sp=60)	$p_1 =$	8.00	kN/m ²
Sovraccarico permanente (pavimento industriale sp=150mm e impianti) $p_2 =$		4.00	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Cat. F)	$q_1 =$	2.50	kN/m ²
Carico complessivo	$T =$	14.50	kN/m²

Piano Terra – Solaio delta

Peso proprio (Alveolari h=400mm+cappa sp=60)	$p_1 =$	7.00	kN/m ²
Sovraccarico permanente (pavimento industriale sp=150mm).....	$p_2 =$	3.75	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Cat. F)	$q_1 =$	2.50	kN/m ²
Carico complessivo	$T =$	13.25	kN/m²

Copertura – Solaio copertura pensile φ_1

Peso proprio (Alveolari h=500mm+cappa sp=60)	$p_1 =$	8.00	kN/m ²
Sovraccarico permanente (Impianti e impermeabilizzazioni)	$p_2 =$	0.40	kN/m ²
Sovraccarico permanente (Giardino pensile).....	$p_3 =$	7.00	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Manutenzione)	$q_1 =$	0.50	kN/m ²
Carico complessivo	$T =$	15.90	kN/m²
Sovraccarico accidentale (Neve)	$q_2 =$	0.80	kN/m ²

Copertura – Solaio copertura pedonale φ_2

Peso proprio (Alveolari h=500mm+cappa sp=60)	$p_1 =$	8.00	kN/m ²
Sovraccarico permanente (Impianti e impermeabilizzazioni)	$p_2 =$	0.40	kN/m ²
Sovraccarico permanente (Zona pedonale).....	$p_3 =$	3.00	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Cat. C4).....	$q_1 =$	5.00	kN/m ²
Carico complessivo	$T =$	16.40	kN/m²
Sovraccarico accidentale (Neve)	$q_2 =$	0.80	kN/m ²

Rampe

Peso proprio (Sp=250mm)	$p_1 =$	6.25	kN/m ²
Sovraccarico accidentale	$q_1 =$	4.00	kN/m ²

Carico complessivo	T =	10.25	kN/m²
---------------------------------	------------	--------------	-------------------------

Scale

Peso proprio (Soletta sp=200)	p ₁ =	5.00	kN/m ²
Sovraccarico permanente	p ₂ =	2.00	kN/m ²
Sovraccarico accidentale	q ₁ =	4.00	kN/m ²
Carico complessivo	T =	11.00	kN/m²

5.4.2 BAR

Piano Terra

Peso proprio (platea sp=300mm).....	$p_1 =$	7.50	kN/m ²
Sovraccarico permanente (Igloo+cappa+massetto+pavimento)	$p_2 =$	4.00	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Cat. C1)	$q_1 =$	3.00	kN/m ²
Carico complessivo	T =	14.50	kN/m²

Piano terra – Solaio gamma

Peso proprio (Alveolari h=250mm+cappa sp=60)	$p_1 =$	4.50	kN/m ²
Sovraccarico permanente (pavimento industriale sp=150mm).....	$p_2 =$	3.75	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Cat. C1).....	$q_1 =$	3.00	kN/m ²
Carico complessivo	T =	11.25	kN/m²

Copertura – Solaio alfa

Peso proprio (soletta sp=250mm).....	$p_1 =$	6.25	kN/m ²
Sovraccarico permanente (controsoffitti+impermeab)	$p_2 =$	1.00	kN/m ²
Sovraccarico permanente (Giardino pensile).....	$p_3 =$	7.00	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (cat. H)	$q_1 =$	0.50	kN/m ²
Carico complessivo	T =	14.75	kN/m²
Sovraccarico accidentale (Neve)	$q_2 =$	0.80	kN/m ²

5.4.3 AZIONE DEL TERRENO

Spinta GEOSTATICA

La spinta geostatica del terreno che agisce sulle pareti viene calcolata secondo le seguenti relazioni:

$$S_{\text{terreno}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot \tan^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) = 37.35 \text{ kN} \quad \text{spinta del terreno per ml di parete}$$

applicata rispetto alla base a: $y = \frac{h}{3}$, dove

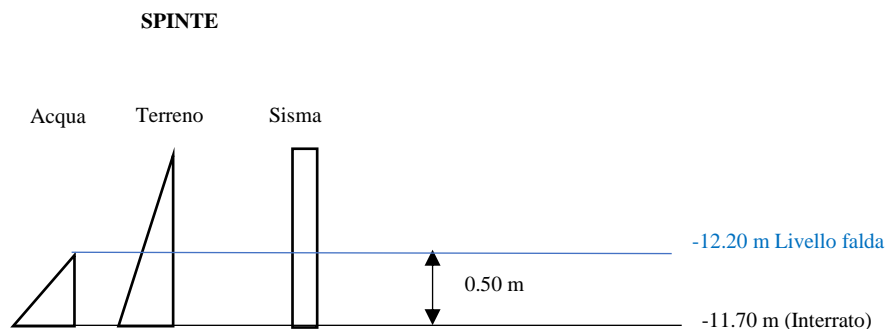
- $h=3.30\text{m}$;
- Coefficiente spinta attiva: $Ka = \tan^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) = 0.3610$
- $\gamma_t=19 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del terreno;
- $\phi=28^\circ$ angolo di attrito del terreno;
- $c=0$ coesione del terreno.

Spinta DELL'ACQUA

La spinta dell'acqua sulle pareti viene calcolata in funzione della quota di falda (-12.20m q.s.l.m.) che risulta in corrispondenza del piede della parete pari a:

$$S_{\text{acqua}} = \gamma_{H_2O} \cdot 0.50 = 5.00 \text{ kN}$$

Si riporta lo schema di carico delle spinte:



5.5 NEVE

3.4 AZIONI DELLA NEVE - NTC 2018

3.4.1 - Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante l'espressione (3.3.7):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,80 \text{ kN/m}^2 \quad (3.3.7)$$

$$\begin{aligned} \mu_i &= 0,80 && (\text{valore massimo}) \\ q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \\ C_E &= 1 \\ C_t &= 1 && (\text{par. 3.4.4}) \end{aligned}$$

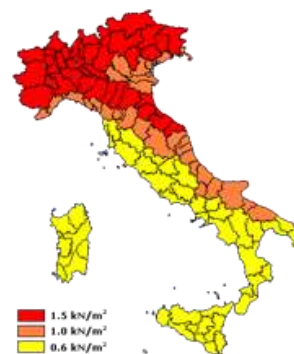
3.4.2 - Valore caratteristico

Provincia: Trieste

Zona II

$a_s = 1 \text{ m}$ altitudine sul livello del mare del sito

$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$



3.4.3 - Coefficiente di esposizione

Normale

Tabella 3.4.1 – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

3.4.5.1 - Coefficiente di forma per le coperture

Coperture a una falda

3.4.5.2 - Copertura ad una falda

$\alpha = 5^\circ$

☐ parapetto, barriera o altra costruzione all'estremità

$\mu_i = 0,80$

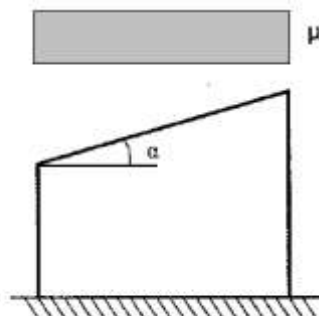


Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda

5.6 VENTO

Vento sulla struttura

3.3 AZIONI DEL VENTO - NTC 2018

3.3.2 - Velocità di riferimento

Zona: **8**
 $a_s = 50$ m altitudine sul livello del mare del sito
 $T_R = 50$ anni
 $c_r = 1.000$
 $a_0 = 1500$ m
 $v_{b0} = 30$ m/s
 $k_s = 0.500$

$v_r = 30.00$ m/s



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

3.3.4 - Pressione del vento

☒ per n intervalli costanti

☐ specifica quote manualmente

numero di punti

ampiezza dell'intervallo m

$q_r = 562.50$ N/m² pressione cinetica di riferimento

$v_r = 30.00$ m/s

$\rho = 1.25$ kg/m³

$c_p = +0.80$ (sopravento)

$c_p = -0.40$ (sottovento)

$c_d = 1$ coefficiente dinamico

Tabella - Pressione del vento in funzione della quota di applicazione

z [m]	$c_e(z)$ Cat. IV	+p(z) [N/m ²]	-p(z) [N/m ²]	p _{tot} (z) [N/m ²]	p _{tot} (z) [kN/m ²]
1.00	1.63	735.40	-367.70	1103.09	1.103
2.00	1.63	735.40	-367.70	1103.09	1.103
3.00	1.63	735.40	-367.70	1103.09	1.103
4.00	1.63	735.40	-367.70	1103.09	1.103
5.00	1.63	735.40	-367.70	1103.09	1.103

3.3.7 - Coefficiente di esposizione

Zona: 8
 $a_s = 50$ m

$z = 4$ m (altezza dell'edificio considerato)

Distanza dalla costa: 50 km ☐ Struttura Off-shore

Classe di rugosità: A: aree urbane

Categoria di esposizione: **IV**

$k_r = 0.22$
 $z_0 = 0.30$ m
 $z_{min} = 8.00$ m

$C_t = 1$

C 3.3.10 - Coefficiente di forma (o aerodinamico)

Tipologia di riferimento: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

$c_p = + 0.80$ (elementi sopravento)

$c_p = - 0.40$ (elementi sottovento)

C 3.3.10.1 - Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

$\alpha = 90^\circ$

$c_p = + 0.80$

$c_p = - 0.40$

Pressione esterna:

elementi sopravento: $c_{pe} = + 0.80$

elementi sottovento: $c_{pe} = - 0.40$

Vento gazebi

Velocità di riferimento

Località: prov. Trieste

Zona: 8

Quota s.l.m.: 50 [m]

☐ Velocità di riferimento nota (periodo di ritorno 50 anni)

Periodo di ritorno: 50 anni $v_r = 30,00$ [m/s]

Coefficiente di attrito: Superficie scabra (cemento a faccia scabra, catrame...) $C_f = 0,02$

Coefficiente dinamico: 1


Categoria di esposizione: III

Densità dell'aria: 1,25 [kg/m³]

ZONE 7,8

	costa	entro	
A	IV	IV	IV
B	IV	IV	IV
C	III	III	III
D	I	II	I

+ Categoria II in zona 8
 + Categoria III in zona 7



Tipo di trave	Trave isolata	
Altezza da terra	1.000	[cm]
Superficie delimitata dal contorno della trave	32.000,1	[cm ²]
Superficie della parte piena della trave	22.000,1	[cm ²]
Altezza della trave	h	[cm]
Distanza tra le travi	d	[cm]

Risultati

Pressione agente sulla prima trave:	192	[daN/m ²]
-------------------------------------	-----	-----------------------

5.7 TEMPERATURA

In conformità a quanto prescritto dalla Normativa Italiana si adottano i seguenti valori di variazione termica:

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$

Per cui:

Strutture in calcestruzzo armato esposte	→	$\pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$
Strutture in acciaio protette	→	$\pm 25\text{ }^{\circ}\text{C}$

5.8 SISMA

Le azioni sismiche di progetto sono valutate rispetto ai vari stati limite a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione. I vari stati limite sono così definiti da Normativa:

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Per ottenere gli spettri di risposta delle azioni sono assunti i seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito in condizioni di campo libero su sito rigido di categoria A;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Si riassumono i parametri di progetto:

Classe d'uso dell'edificio	Classe III
Tipo di costruzione	3
Vita nominale	$V_N = 50$ anni
Periodo di riferimento	$V_R = 75$ anni;
Categoria del terreno	B
Categoria Topografica	T1

Pericolosità del sito:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

☐ Ricerca per comune

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- ☒ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☐ Interpolazione corretta

Interpolazione:

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

Strategia di progettazione:



Spinta SISMICA - Terreno

Si considera il terreno di categoria B e la categoria topografica pari a T1, da cui i parametri sismici:

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.041	2.571	0.229
SLD	75	0.053	2.571	0.254
SLV	712	0.134	2.537	0.331
SLC	1462	0.169	2.579	0.343

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.134 g
F_0	2.537
T_c^*	0.331 s
S_s	1.200
C_c	1.372
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.667
T_B	0.151 s
T_c	0.454 s
T_D	2.135 s

In tali condizioni si è ottenuto un valore dell'accelerazione orizzontale del terreno connessa all'azione sismica pari a:

$$a_g \cdot S = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0.1608g$$

dove:

- $a_g = 0.134g$ accelerazione orizzontale
- $S_s = 1.5$ coefficiente di amplificazione stratigrafica connesso alle caratteristiche geotecniche (categoria B);
- $S_T = 1$ coefficiente di amplificazione topografica.

Con tali valori è stata determinata la spinta sismica come forza statica equivalente per ml di parete:

$$S_{sismica} = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma_t \cdot h^2 = 0.201 \cdot 19 \cdot 3.30^2 = 41.59 \text{ kN}$$

che applicata costantemente lungo la parete risulta:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma_t \cdot h = 12.60 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- $a_g = 0.134g$
- $S = S_s \cdot S_T = 1.5$
- $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del terreno;
- $h = 3.30 \text{ m}$

6 ANALISI MODALE

Analisi modale

Le masse considerate nella modellazione seguono quanto indicato nel D.M. 17/01/2018 §3.2.4:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018 §7.3.3.1, si esegue un'analisi lineare dinamica che consiste:


- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione, mediante analisi modale;
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare riportati;
- nella combinazione di questi effetti.

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa (superiore al 5%), tale che la massa totale sia superiore all'85%.

Le strutture in elevazioni dell'autorimessa sono costituite da pilastri prefabbricati incernierati alla base, da nuclei scale e da pareti in C.A. che hanno la funzione di contrastare l'azione sismica. Le strutture in elevazioni del corpo secondario e Bar sono costituite da pareti in C.A.

Si assume quindi la tipologia strutturale non dissipativa (Analisi Lineare Dinamica) con $q=1.5$, indipendentemente dal tipo di costruzione:

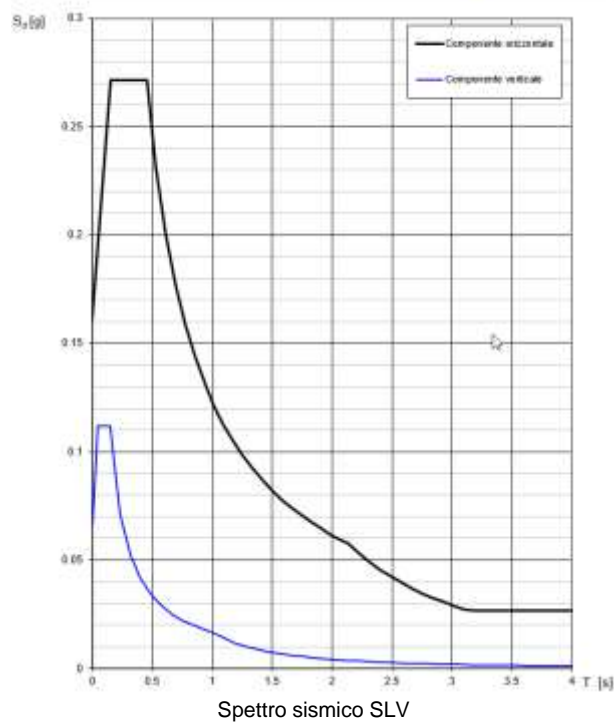
Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

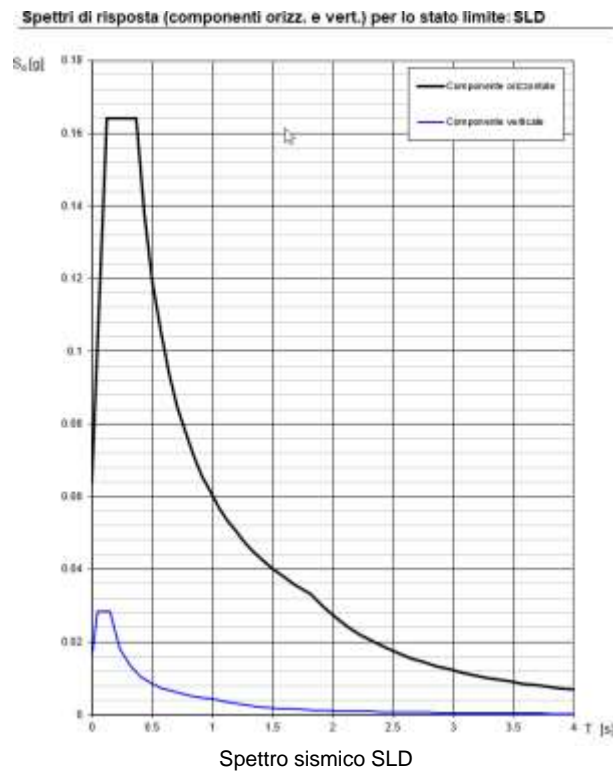
STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	 § 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Di seguito si riportano gli spettri sismici SLV, SLD:



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





6.1.1 AUTORIMESSA

Si riportano i risultati dell'analisi vibrazionale della struttura e della massa partecipante

EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)				
1	7.4949	1.1928	0.8383	0.0000e+000		
2	30.5969	4.8696	0.2054	0.0000e+000		
3	38.0788	6.0604	0.1650	0.0000e+000		
4	48.0908	7.6539	0.1307	0.0000e+000		
5	49.6211	7.8974	0.1266	0.0000e+000		
6	54.0031	8.5949	0.1163	0.0000e+000		
7	55.1171	8.7722	0.1140	0.0000e+000		
8	60.4848	9.6265	0.1039	0.0000e+000		
9	62.9099	10.0124	0.0999	0.0000e+000		
10	64.6525	10.2898	0.0972	0.0000e+000		
11	67.2873	10.7091	0.0934	0.0000e+000		
12	69.4544	11.0540	0.0905	0.0000e+000		
13	71.3884	11.3618	0.0880	0.0000e+000		
14	80.1776	12.7607	0.0784	0.0000e+000		
15	88.2071	14.0386	0.0712	0.0000e+000		
16	88.4894	14.0835	0.0710	0.0000e+000		
17	91.1636	14.5091	0.0689	0.0000e+000		
18	91.5143	14.5649	0.0687	0.0000e+000		
19	92.7421	14.7604	0.0677	0.0000e+000		
20	93.8845	14.9422	0.0669	0.0000e+000		
21	98.7268	15.7129	0.0636	0.0000e+000		
22	100.2396	15.9536	0.0627	0.0000e+000		
23	101.1779	16.1030	0.0621	0.0000e+000		
24	103.3164	16.4433	0.0608	0.0000e+000		
25	104.3960	16.6151	0.0602	0.0000e+000		
26	114.4626	18.2173	0.0549	0.0000e+000		
27	116.1009	18.4780	0.0541	8.9769e-316		
28	121.1615	19.2835	0.0519	1.1171e-304		
29	121.7065	19.3702	0.0516	1.8968e-302		
30	123.0952	19.5912	0.0510	6.0403e-301		
31	127.7371	20.3300	0.0492	5.6436e-294		
32	132.2801	21.0530	0.0475	4.8604e-285		
33	135.8506	21.6213	0.0463	6.5371e-279		
34	136.9586	21.7976	0.0459	1.0969e-277		
35	140.6334	22.3825	0.0447	3.7402e-271		
36	144.8552	23.0544	0.0434	1.6775e-264		
37	149.1641	23.7402	0.0421	1.4760e-257		
38	153.9194	24.4970	0.0408	9.1618e-250		
39	154.4619	24.5834	0.0407	2.8930e-249		
40	157.9693	25.1416	0.0398	3.2568e-244		
41	163.6563	26.0467	0.0384	2.7620e-237		
42	167.5605	26.6681	0.0375	1.0596e-230		
43	173.5293	27.6180	0.0362	4.0242e-222		
44	175.0183	27.8550	0.0359	1.3160e-219		
45	181.4529	28.8791	0.0346	6.3136e-211		

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000
	2	0.0002	0.0002	0.0003	0.0003	0.0030	0.0031	0.0065	0.0067	0.0021	0.0022	0.0000	0.0000
	3	0.0000	0.0002	0.0072	0.0075	0.0270	0.0301	0.0649	0.0716	0.0002	0.0025	0.0001	0.0002
	4	0.0522	0.0524	0.0006	0.0081	0.0000	0.0301	0.0000	0.0716	0.0056	0.0081	0.0526	0.0528
	5	0.0000	0.0524	0.0038	0.0119	0.0302	0.0603	0.0304	0.1020	0.0010	0.0091	0.0001	0.0529
	6	0.0000	0.0524	0.0000	0.0119	3.1815	3.2418	0.0301	0.1322	0.0149	0.0240	0.0000	0.0529
	7	0.0010	0.0534	0.1856	0.1975	0.0001	3.2419	0.0074	0.1396	0.0000	0.0240	0.0018	0.0547
	8	0.1342	0.1877	0.0000	0.1975	0.0002	3.2421	0.0003	0.1399	0.0100	0.0341	0.0118	0.0665
	9	0.0000	0.1877	0.0022	0.1997	0.0072	3.2492	0.0079	0.1478	0.0002	0.0343	0.0000	0.0665
	10	0.0372	0.2249	0.0053	0.2050	1.4599	4.7091	0.2381	0.3859	3.5635	3.5978	0.0148	0.0813
	11	0.0060	0.2309	0.0003	0.2053	2.7103	7.4195	1.2527	1.6387	0.0174	3.6151	0.0001	0.0814
	12	0.0012	0.2321	0.1130	0.3183	0.0005	7.4200	0.0086	1.6473	0.0002	3.6154	0.0029	0.0843
	13	0.0852	0.3173	0.0000	0.3183	3.5258	10.9458	5.3415	6.9888	0.5643	4.1796	0.0009	0.0852
	14	0.6336	0.9509	0.0001	0.3184	0.0011	10.9469	0.0022	6.9909	0.0179	4.1976	0.0011	0.0863
	15	1.9020	2.8529	0.0157	0.3341	4.6218	15.5687	7.7326	14.7235	1.4928	5.6903	0.1266	0.2129
	16	0.0925	2.9454	0.0010	0.3352	0.3578	15.9265	0.6120	15.3355	0.0988	5.7891	0.0018	0.2147
	17	1.8632	4.8085	0.5213	0.8565	0.0109	15.9374	0.0557	15.3912	0.0013	5.7905	0.6217	0.8364
	18	7.2138	12.0223	0.0679	0.9244	0.7964	16.7338	2.2885	17.6797	0.0362	5.8267	0.8264	1.6628
	19	73.8824	85.9047	0.0065	0.9308	0.0000	16.7338	0.0477	17.7274	0.1520	5.9787	10.0334	11.6962
	20	0.0999	86.0047	0.0008	0.9317	0.0001	16.7340	0.0003	17.7277	0.0002	5.9789	0.0168	11.7130
	21	0.0000	86.0047	0.0000	0.9317	3.4860	20.2200	0.6367	18.3644	0.0148	5.9937	0.0000	11.7130
	22	0.0128	86.0174	0.0014	0.9331	0.0510	20.2710	0.0393	18.4037	0.0048	5.9985	0.0122	11.7253
	23	0.1635	86.1810	0.0120	0.9451	1.7926	22.0636	1.5297	19.9334	4.2443	10.2428	0.0113	11.7365
	24	0.0006	86.1816	0.1007	1.0457	0.0013	22.0649	0.0111	19.9445	0.0009	10.2437	0.0161	11.7527
	25	0.1121	86.2937	0.0204	1.0662	0.2900	22.3549	0.8316	20.7761	0.0415	10.2852	0.0197	11.7724
	26	0.0465	86.3402	0.0006	1.0668	0.0013	22.3562	0.0003	20.7764	0.0011	10.2863	0.2226	11.9950
	27	0.0040	86.3442	0.0012	1.0680	2.7880	25.1441	5.0565	25.8328	0.0087	10.2950	0.0005	11.9955
	28	0.0015	86.3457	0.0007	1.0687	0.0111	25.1552	0.0103	25.8432	0.0000	10.2951	0.0016	11.9971
	29	0.0000	86.3457	0.0029	1.0715	0.0338	25.1891	0.0500	25.8932	0.0010	10.2961	0.0001	11.9972
	30	0.0102	86.3559	0.4747	1.5462	0.0023	25.1914	0.0000	25.8932	0.0003	10.2964	0.0220	12.0192
	31	0.0346	86.3906	0.1018	1.6480	2.0530	27.2444	2.2673	28.1605	5.5071	15.8035	0.0200	12.0392
	32	0.0017	86.3922	0.0222	1.6702	0.0000	27.2444	0.0000	28.1605	0.0006	15.8041	0.0033	12.0425
	33	0.0008	86.3930	0.0072	1.6773	0.0701	27.3145	0.0113	28.1718	0.2136	16.0177	0.0016	12.0441
	34	0.0001	86.3931	0.0029	1.6802	0.0005	27.3149	0.0000	28.1719	0.0038	16.0215	0.5413	12.5854
	35	0.0013	86.3944	0.9589	2.6391	0.0021	27.3170	0.0007	28.1726	0.0012	16.0227	0.0006	12.5860
	36	0.0007	86.3951	0.0098	2.6489	0.0033	27.3203	0.0064	28.1789	0.0004	16.0231	0.0015	12.5874
	37	0.0000	86.3951	0.0017	2.6506	0.0000	27.3204	0.0000	28.1789	0.0000	16.0231	0.0055	12.5930
	38	0.0060	86.4011	0.0673	2.7179	1.0113	28.3317	1.7680	29.9469	2.4029	18.4261	0.0864	12.6794
	39	0.0040	86.4051	0.1525	2.8704	0.0008	28.3325	0.0000	29.9469	0.0220	18.4480	0.0401	12.7194
	40	0.0007	86.4058	1.0652	3.9356	1.4995	29.8320	2.5629	32.5099	3.6751	22.1231	0.0065	12.7259
	41	0.0322	86.4380	35.7846	39.7202	0.0255	29.8575	0.1032	32.6131	0.0977	22.2209	0.0041	12.7300
	42	0.0254	86.4634	55.0736	94.7938	0.0180	29.8755	0.0514	32.6645	0.0002	22.2211	0.1874	12.9174
	43	0.0000	86.4634	0.0000	94.7938	4.8721	34.7476	2.9430	35.6075	0.0186	22.2397	0.0000	12.9174
	44	0.0021	86.4655	0.0638	94.8576	0.0013	34.7489	0.0084	35.6159	0.0039	22.2436	0.0000	12.9174
	45	0.0110	86.4765	0.4245	95.2821	0.0415	34.7904	0.1226	35.7386	0.0771	22.3207	0.1775	13.0949

Dai dati sopra riportati si evince che la struttura è molto rigida, il primo modo con massa partecipante significativa è il 19°.

6.1.2 CORPO SECONDARIO E BAR

Si riportano i risultati dell'analisi vibrazionale della struttura e della massa partecipante

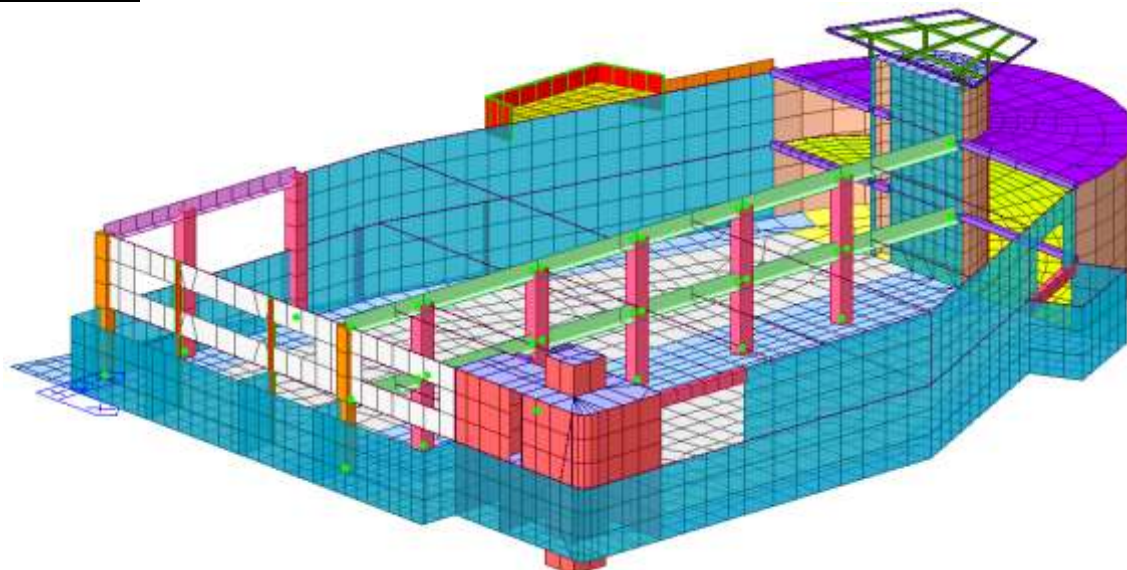
EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
1	51.9709	8.2714	0.1209	0.0000e+000		
2	67.4371	10.7330	0.0932	0.0000e+000		
3	67.9869	10.8205	0.0924	0.0000e+000		
4	79.7352	12.6902	0.0788	0.0000e+000		
5	82.5891	13.1445	0.0761	0.0000e+000		
6	82.6284	13.1507	0.0760	0.0000e+000		
7	85.4335	13.5972	0.0735	0.0000e+000		
8	90.1570	14.3489	0.0697	0.0000e+000		
9	102.8118	16.3630	0.0611	0.0000e+000		
10	102.9553	16.3858	0.0610	0.0000e+000		
11	110.3759	17.5669	0.0569	0.0000e+000		
12	113.7368	18.1018	0.0552	0.0000e+000		
13	114.8003	18.2710	0.0547	0.0000e+000		
14	118.0885	18.7944	0.0532	0.0000e+000		
15	118.3857	18.8417	0.0531	0.0000e+000		
16	123.3093	19.6253	0.0510	0.0000e+000		
17	124.9767	19.8907	0.0503	0.0000e+000		
18	135.0683	21.4968	0.0465	0.0000e+000		
19	135.2220	21.5213	0.0465	0.0000e+000		
20	149.4986	23.7934	0.0420	0.0000e+000		
150	658.7725	104.5286	0.0096	0.0000e+000		
151	661.3863	105.2629	0.0095	0.0000e+000		
152	662.4843	105.4376	0.0095	0.0000e+000		
153	664.6801	105.7871	0.0095	0.0000e+000		
154	667.1549	106.1810	0.0094	0.0000e+000		
155	668.7433	106.4338	0.0094	0.0000e+000		
156	670.9519	106.7853	0.0094	0.0000e+000		
157	681.3419	108.4389	0.0092	0.0000e+000		
158	684.2517	108.9020	0.0092	0.0000e+000		
159	686.0527	109.1887	0.0092	0.0000e+000		
160	687.5909	109.4335	0.0091	0.0000e+000		
161	690.5739	109.9082	0.0091	0.0000e+000		
162	693.4075	110.3592	0.0091	0.0000e+000		
163	698.5862	111.1835	0.0090	0.0000e+000		
164	700.5719	111.4995	0.0090	0.0000e+000		
165	700.7379	111.5259	0.0090	0.0000e+000		
166	702.1493	111.7505	0.0089	0.0000e+000		
167	702.4373	111.7964	0.0089	0.0000e+000		
168	708.6909	112.7917	0.0089	0.0000e+000		
169	714.1885	113.6666	0.0088	0.0000e+000		
170	715.0381	113.8018	0.0088	0.0000e+000		

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	0.0240	0.0240	1.8032	1.8032	0.0000	0.0000	0.1385	0.1385	0.0063	0.0063	0.7015	0.7015	
2	5.2889	5.3129	0.0712	1.8744	0.0313	0.0314	0.0302	0.1686	1.1730	1.1794	0.9058	1.6074	
3	0.0314	5.3443	3.2342	5.1086	8.8880	8.9194	9.2541	9.4227	2.8989	4.0783	1.8774	3.4848	
4	0.0464	5.3908	31.2889	36.3975	0.2449	9.1642	0.0868	9.5095	0.4004	4.4787	19.1485	22.6333	
5	2.2855	7.6763	0.0003	36.3978	0.0000	9.1642	0.0001	9.5095	0.6254	5.1041	0.2310	22.8643	
6	3.9706	11.6469	0.0002	36.3980	0.0000	9.1643	0.0000	9.5096	1.0849	6.1890	0.4397	23.3040	
7	0.0001	11.6470	0.0073	36.4053	0.0067	9.1709	0.0024	9.5120	0.0330	6.2220	0.5595	23.8635	
8	0.1270	11.7740	11.7986	48.2039	2.8519	12.0229	0.9598	10.4718	7.1444	13.3663	6.2167	30.0802	
9	0.0009	11.7749	0.0015	48.2055	0.0000	12.0229	0.0005	10.4723	0.0003	13.3666	0.1568	30.2370	
10	0.0000	11.7750	0.0008	48.2062	0.0000	12.0229	0.0002	10.4725	0.0000	13.3666	0.4006	30.6376	
11	0.0338	11.8087	0.0166	48.2229	0.5849	12.6078	0.3775	10.8501	2.0737	15.4403	0.0422	30.6798	
12	0.1138	11.9225	1.2446	49.4674	0.1699	12.7777	0.1909	11.0409	0.0279	15.4682	1.0211	31.7009	
13	0.7227	12.6452	0.0249	49.4923	0.0301	12.8079	0.0313	11.0723	0.2587	15.7269	0.0439	31.7448	
14	0.0158	12.6610	0.0972	49.5895	13.2083	26.0162	25.8038	36.8760	5.6001	21.3270	0.0242	31.7690	
15	0.0081	12.6691	0.2233	49.8127	0.6581	26.6743	0.0149	36.8909	0.1103	21.4373	0.2478	32.0168	
16	0.0045	12.6736	0.1280	49.9407	0.8613	27.5356	0.8547	37.7456	1.8573	23.2946	0.2744	32.2911	
17	0.0857	12.7593	0.0080	49.9488	0.0702	27.6058	0.1351	37.8807	0.0008	23.2954	0.1003	32.3914	
18	0.0084	12.7677	0.0000	49.9488	0.0000	27.6058	0.0000	37.8807	0.0021	23.2976	0.0034	32.3948	
19	0.6739	13.4415	0.0001	49.9488	0.0000	27.6058	0.0000	37.8807	0.1833	23.4809	0.0672	32.4619	
20	0.1399	13.5814	0.1595	50.1083	0.7886	28.3944	1.3805	39.2612	0.0149	23.4958	0.0145	32.4764	
150	0.0971	1016.7038	6.4185	923.6071	0.0013	503.5314	43.2753	39879.105	2.3337	29082.490	5.5638	120243.30	
151	0.0496	1016.7534	0.9342	924.5413	0.0035	503.5349	0.8640	39879.969	5.1883	29087.678	65.5997	120308.90	
152	2.4017	1019.1551	2.3591	926.9004	0.1890	503.7239	43.6637	39923.633	104.4930	29192.171	198.9823	120507.89	
153	0.0000	1019.1551	0.0272	926.9276	0.1907	503.9146	25.3788	39949.012	137.4912	29329.663	10.0424	120517.93	
154	0.1153	1019.2704	0.0375	926.9652	0.2171	504.1318	3.1432	39952.155	121.9782	29451.641	0.6161	120518.54	
155	0.3917	1019.6621	1.5462	928.5114	0.0075	504.1392	9.7409	39961.896	34.8752	29486.516	0.0694	120518.61	
156	0.0378	1019.6999	0.0571	928.5685	2.8904	507.0296	106.9618	40068.858	222.0839	29708.600	42.2856	120560.90	
157	0.0002	1019.7001	0.0610	928.6295	0.0054	507.0350	0.9544	40069.812	0.9964	29709.596	7.0219	120567.92	
158	0.1555	1019.8556	6.1113	934.7408	0.0022	507.0372	40.0628	40109.875	1.8166	29711.413	205.3714	120773.29	
159	0.0210	1019.8766	0.0003	934.7410	0.0005	507.0376	0.0006	40109.875	0.1646	29711.578	3.9900	120777.28	
160	0.1323	1020.0089	0.4332	935.1742	1.7288	508.7665	40.7660	40150.641	196.5019	29908.080	24.8868	120802.17	
161	0.0893	1020.0982	0.0894	935.2637	0.0002	508.7667	0.7157	40151.357	0.5263	29908.606	0.6633	120802.83	
162	0.3506	1020.4488	0.2065	935.4702	0.0119	508.7785	0.0044	40151.361	0.4443	29909.050	27.6353	120830.47	
163	0.0487	1020.4975	0.4021	935.8723	0.2102	508.9888	3.9648	40155.326	21.1385	29930.189	19.4719	120849.94	
164	0.0963	1020.5938	27.3364	963.2087	0.0001	508.9889	210.2723	40365.599	0.6357	29930.824	1341.9674	122191.91	
165	0.0414	1020.6352	0.7576	963.9663	0.1414	509.1303	7.9677	40373.566	15.7896	29946.614	6.5392	122198.45	
166	0.7020	1021.3372	29.0389	993.0052	0.0004	509.1307	219.1803	40592.746	5.5682	29952.182	1504.6775	123703.12	
167	0.1205	1021.4577	1.7400	994.7452	0.0878	509.2185	1.3461	40594.093	2.3022	29954.484	35.9380	123739.06	
168	0.4134	1021.8711	8.0728	1002.8179	0.1553	509.3738	86.3523	40680.445	4.7709	29959.255	12.3371	123751.40	
169	0.0042	1021.8753	0.4769	1003.2948	0.0205	509.3943	1.5768	40682.022	11.3254	29970.581	10.5519	123761.95	
170	1.2102	1023.0856	22.5873	1025.8821	0.0018	509.3960	190.0714	40872.093	10.5701	29981.151	274.4833	124036.43	

Dai dati sopra riportati si evince che la struttura è molto rigida.

6.2 LINEARITA' GEOMETRICHE

Corpo principale



Vista Corpo principale con pilastri incernierati

Si verifica della tipologia strutturale, distribuzione della forza di taglio sui "Wall/Planar":

Story	Level (m)	Load	Type	No	Angle1 ([deg])	Force1 (kN)	Ratio1	Angle2 ([deg])	Force2 (kN)	Ratio2
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	938	0.00	5.0952	0.00	90.00	11.4695	0.02
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	813	0.00	29.6698	0.02	90.00	6.1048	0.01
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	926	0.00	5.3663	0.00	90.00	5.5045	0.01
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	771	0.00	21.2076	0.01	90.00	19.5329	0.03
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	807	0.00	29.5989	0.02	90.00	5.9257	0.01
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Frame(Beam)	5537	0.00	0.0000	0.00	90.00	0.0000	0.00
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	801	0.00	16.7152	0.01	90.00	9.7064	0.02
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	890	0.00	12.2278	0.01	90.00	0.1446	0.00
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Frame(Beam)	658	0.00	0.3539	0.00	90.00	0.0018	0.00
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	795	0.00	26.4878	0.02	90.00	16.5379	0.03
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	676	0.00	0.7688	0.00	90.00	0.0054	0.00
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	1009	0.00	0.0478	0.00	90.00	0.6410	0.00
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	789	0.00	37.7539	0.02	90.00	1.3217	0.00
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	670	0.00	0.2403	0.00	90.00	0.1856	0.00
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	902	0.00	15.4364	0.01	90.00	0.1056	0.00
1F	3.5000	SLV Y H-D(NRS)	Planar	896	0.00	0.5613	0.00	90.00	4.0181	0.01
LINEAR SUMMATION OF STORY SHEAR FORCE										
1F		SLV X H-D(RS)	Frame(Beam)		1.00	21.8121	0.01	91.00	24.8160	0.01
1F		SLV X H-D(RS)	Planar		1.00	2390.0581	0.99	91.00	1716.2162	0.99
1F		SLV X H-D(RS)	Sum		1.00	2411.8702		91.00	1741.0322	
1F		SLV Y H-D(RS)	Frame(Beam)		90.00	22.5441	0.01	180.00	1.9909	0.00
1F		SLV Y H-D(RS)	Planar		90.00	1675.6709	0.99	180.00	643.4876	1.00
1F		SLV Y H-D(RS)	Sum		90.00	1698.2151		180.00	645.4784	
1F		SLV X H-D(NRS)	Frame(Beam)		0.00	21.8121	0.01	90.00	24.8160	0.01
1F		SLV X H-D(NRS)	Planar		0.00	2390.0581	0.99	90.00	1716.2162	0.99
1F		SLV X H-D(NRS)	Sum		0.00	2411.8702		90.00	1741.0322	
1F		SLV Y H-D(NRS)	Frame(Beam)		0.00	22.5441	0.01	90.00	1.9909	0.00
1F		SLV Y H-D(NRS)	Planar		0.00	1675.6709	0.99	90.00	643.4876	1.00
1F		SLV Y H-D(NRS)	Sum		0.00	1698.2151		90.00	645.4784	
NUMERICAL SUMMATION OF STORY SHEAR FORCE										
1F		SLV X H-D(RS)	Frame(Beam)		1.00	12.2582	0.01	91.00	12.9386	0.15
1F		SLV X H-D(RS)	Planar		1.00	2220.2649	1.01	91.00	79.2957	0.89
1F		SLV X H-D(RS)	Sum		1.00	2208.1910		91.00	89.0904	
1F		SLV Y H-D(RS)	Frame(Beam)		90.00	17.7897	0.01	180.00	0.9137	0.01
1F		SLV Y H-D(RS)	Planar		90.00	1658.4287	0.99	180.00	69.8028	1.01
1F		SLV Y H-D(RS)	Sum		90.00	1675.4197		180.00	69.3977	
1F		SLV X H-D(NRS)	Frame(Beam)		0.00	12.2582	0.01	90.00	12.9386	0.15
1F		SLV X H-D(NRS)	Planar		0.00	2220.2649	1.01	90.00	79.2957	0.89
1F		SLV X H-D(NRS)	Sum		0.00	2208.1910		90.00	89.0904	
1F		SLV Y H-D(NRS)	Frame(Beam)		0.00	17.7897	0.01	90.00	0.9137	0.01
1F		SLV Y H-D(NRS)	Planar		0.00	1658.4287	0.99	90.00	69.8028	1.01
1F		SLV Y H-D(NRS)	Sum		0.00	1675.4197		90.00	69.3977	

Parametri sismici:

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.041	2.571	0.229
SLD	75	0.053	2.571	0.254
SLV	712	0.134	2.537	0.331
SLC	1462	0.169	2.579	0.343

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.134 g
F_0	2.537
T_c^*	0.331 s
S_k	1.200
C_c	1.372
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.667
T_R	0.151 s
T_c	0.454 s
T_D	2.135 s

Si verifica la non linearità geometrica:

Primo impalcato

NON LINEARITA' GEOMETRICHE §7.3.1									
<p>Effetti delle non linearità geometriche Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:</p> $\theta = \frac{P \cdot d_{gr}}{V \cdot h} \quad [7.3.3]$ <p>dove:</p> <p>P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;</p> <p>d_{gr} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;</p> <p>V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q;</p> <p>h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.</p> <p>Gli effetti delle non linearità geometriche:</p> <ul style="list-style-type: none"> • possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1; • possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2; • devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3. <p>Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.</p>									
Piano Superiore				Piano Considerato					
	kN/mq	ψ_{21}			kN/mq	ψ_{21}			
PP=	9.00	1		PP=	9.00	1			
SP=	3.60	1		SP=	3.85	1			
SA1=	5.00	1		SA1=	2.50	1			
SA2=	0.00	0.6		SA2=	0.00	0.6			
	m		m		m		m		
L=	32.00	L1=		L=	32.00	L1=	0.00		
B=	46.00	B2=		B=	46.00	B2=	0.00		
(SLV) a_g =	0.134 g				m		m		
			SLV X	dr=	0.0020		h=	4.00	
			SLV Y	dr=	0.0020				
P=	65 261 kN				ϑ_x =	0.008 ≤1			OK
V=	4 035 kN				ϑ_y =	0.008 ≤1			OK

Copertura

NON LINEARITA' GEOMETRICHE §7.3.1									
<p><i>Effetti delle non linearità geometriche</i></p> <p>Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:</p> $\theta = \frac{P \cdot d_{ER}}{V \cdot h} \quad [7.3.3]$ <p>dove:</p> <p>P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;</p> <p>d_{ER} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;</p> <p>V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q;</p> <p>h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.</p> <p>Gli effetti delle non linearità geometriche:</p> <ul style="list-style-type: none"> • possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1; • possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2; • devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3. <p>Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.</p>									
Piano Superiore				Piano Considerato					
	kN/mq	ψ_{21}			kN/mq	ψ_{21}			
PP=	0.00	1			PP=	9.00	1		
SP=	0.00	1			SP=	3.60	1		
SA1=	0.00	1			SA1=	5.00	1		
SA2=	0.00	0.6			SA2=	0.00	0.6		
	m		m			m		m	
L=	0.00	L1=			L=	32.00	L1=	0.00	
B=	0.00	B2=			B=	46.00	B2=	0.00	
(SLV) ag=	0.134 g				m			m	
			SLV X	dr=	0.0020		h=	4.00	
			SLV Y	dr=	0.0020				
P=	35 151 kN					$\vartheta_x=$	0.004 ≤ 1	OK	
V=	4 710 kN					$\vartheta_y=$	0.004 ≤ 1	OK	

Quindi non si incrementano gli effetti dell'azione sismica orizzontale.

Corpo secondario e Bar

TALE STRUTTURA è CARATTERIZZATA DA SOLI ELEMENTI

Parametri sismici:

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.041	2.571	0.229
SLD	75	0.053	2.571	0.254
SLV	712	0.134	2.537	0.331
SLC	1462	0.169	2.579	0.343

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.134 g
F_o	2.537
T_c^*	0.331 s
S_k	1.200
C_k	1.372
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.667
T_0	0.151 s
T_c	0.454 s
T_D	2.135 s

Si verifica la non linearità geometrica:

Copertura

NON LINEARITA' GEOMETRICHE §7.3.1							
<p><i>Effetti delle non linearità geometriche</i></p> <p>Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:</p> $\theta = \frac{P \cdot d_{er}}{V \cdot h} \quad [7.3.3]$ <p>dove:</p> <p>P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;</p> <p>d_{er} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;</p> <p>V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q;</p> <p>h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.</p> <p>Gli effetti delle non linearità geometriche:</p> <ul style="list-style-type: none"> • possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1; • possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2; • devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3. <p>Il fattore θ non può comunque superare il valore 0,3.</p>							
Piano Superiore				Piano Considerato			
	kN/mq	ψ_{21}			kN/mq	ψ_{21}	
PP=	0.00	1		PP=	9.00	1	
SP=	0.00	1		SP=	3.60	1	
SA1=	0.00	1		SA1=	5.00	1	
SA2=	0.00	0.6		SA2=	0.00	0.6	
	m		m		m		m
L=	0.00		L1=	L=	25.00		L1= 0.00
B=	0.00		B2=	B=	23.00		B2= 0.00
(SLV) a_g =	0.134 g				m		m
			SLV X	dr=	0.0020		h= 4.00
			SLV Y	dr=	0.0020		
P=	13 731 kN			ϑ_x =	0.004 ≤1		OK
V=	1 840 kN			ϑ_y =	0.004 ≤1		OK

Quindi non si incrementano gli effetti dell'azione sismica orizzontale.

7 RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La resistenza al fuoco di un elemento strutturale si esplica con la determinazione di tre parametri:

- **R = stabilità**; attitudine di un elemento da costruzione a conservare la resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco. Equivale al tempo di rottura in minuti di un elemento strutturale sottoposto ad una curva tempo-temperatura;
- **E = tenuta**; attitudine di un elemento da costruzione a non lasciare passare né produrre fiamme, vapori o gas caldi sul lato non esposto se sottoposto all'azione del fuoco su un lato;
- **I = isolamento termico**; attitudine di un elemento da costruzione a ridurre, entro un dato limite, la trasmissione del calore.

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche al fuoco sono quelle relative alle situazioni eccezionali:

$$F_d = G_k + P_k + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

con

$$\psi_2 = 0.6 \quad \text{per ambienti suscettibili di affollamento}$$

$$\psi_2 = 0 \quad \text{per la neve}$$

7.1 ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica al fuoco è soddisfatta se è garantito il copriferro minimo a protezione delle barre d'armatura. Il D.M. 16/02/2007 - "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi", determina le condizioni sufficienti per la classificazione degli elementi costruttivi resistenti al fuoco, quindi il copriferro minimo suddetto.

Travi R 90

D.6 Travi, pilastri e pareti in calcestruzzo armato ordinario e precompresso

D.6.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) della larghezza b della sezione, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta e della larghezza d'anima b_w di travi con sezione a larghezza variabile sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate. Per travi con sezione a larghezza variabile b è la larghezza in corrispondenza della linea media delle armature tese.

Classe	Combinazioni possibili di b e a				b_w
30	$b = 80 / a = 25$	120 / 20	160 / 15	200 / 15	80
60	$b = 120 / a = 40$	160 / 35	200 / 30	300 / 25	100
90	$b = 150 / a = 55$	200 / 45	300 / 40	400 / 35	100
120	$b = 200 / a = 65$	240 / 60	300 / 55	500 / 50	120
180	$b = 240 / a = 80$	300 / 70	400 / 65	600 / 60	140
240	$b = 280 / a = 90$	350 / 80	500 / 75	700 / 70	160

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di b e a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

Pilastri R 90

D.6.2 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) del lato più piccolo b di pilastri a sezione rettangolare ovvero del diametro di pilastri a sezione circolare e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di pilastri esposti su uno o più lati che rispettano le seguenti limitazioni:

- lunghezza effettiva del pilastro (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pilastri di piani intermedi) ovvero $\leq 4,5$ m (per pilastri dell'ultimo piano);

e

- area complessiva di armatura $A_s \leq 0,04 A_c$ area efficace della sezione trasversale del pilastro

Classe	Esposto su più lati	Esposto su un lato
30	$B = 200 / a = 30$	300 / 25
60	$B = 250 / a = 45$	350 / 40
90	$B = 350 / a = 50$	450 / 40
120	$B = 350 / a = 60$	450 / 50
180	$B = 450 / a = 70$	-
240	-	-

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

Pareti R 90

D.6.3 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore s e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito REI per le classi indicate di pareti portanti esposte su uno o due lati che rispettano le seguenti limitazioni:

- altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pareti di piani intermedi) ovvero $\leq 4,5$ m (per pareti dell'ultimo piano);

Classe	Esposto su un lato	Esposto su due lati
30	$s = 120 / a = 10$	120 / 10
60	$s = 130 / a = 10$	140 / 10
90	$s = 140 / a = 25$	170 / 25
120	$s = 160 / a = 35$	220 / 35
180	$s = 210 / a = 50$	270 / 55
240	$s = 270 / a = 60$	350 / 60

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

Stati Limite Ultimi SLU

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche SLU}$$

$$F_d = \gamma_I \cdot E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \quad \text{per le azioni sismiche}$$

Stati Limite di Esercizio - SLE

$$F_d = G_k + P_k + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione rara}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione frequente}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{21} \cdot Q_{21} + \psi_{22} \cdot Q_{22} \dots \quad \text{combinazione quasi permanente}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
E	azione sismica
$\gamma_g = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)	
$\gamma_p = 0.9$ (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)	
$\gamma_q = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)	
$\psi_{0i} = 0.7$	per sovraccarichi accidentali
$\psi_{1i} = 0.7$	per sovraccarichi accidentali
$\psi_{2i} = 0.6$	per sovraccarichi accidentali
$\psi_{0i} = 0.5$	per neve
$\psi_{1i} = 0.2$	per neve
$\psi_{2i} = 0$	per neve
$\psi_{0i} = 0.6$	per vento
$\psi_{1i} = 0.2$	per vento
$\psi_{2i} = 0$	per vento
$\psi_{0i} = 0.6$	per variazione termica
$\psi_{1i} = 0.5$	per variazione termica
$\psi_{2i} = 0$	per variazione termica

Di seguito si riportano le immagini relativi ai carichi applicati sulle tre nuove strutture.

Tab. 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
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

Autorimessa – Corpo principale e Corpo secondario e Bar

General | Steel Design | Concrete Design | SRC Design | Cold Formed Steel Design | Footing Design | Aluminum Design |

Load Combination List

No	Name	Active	Type	Gp(ST)	Gk(ST)	Qk(ST)	Temp 15(ST)	Neve(ST)	Vento X(ST)	Vento Y(ST)	Pressione acqua(ST)	Spinta sisma X(ST)	Spinta sisma Y(ST)	SLV X(RS)	SLV Y(RS)	SLD X(RS)	SLD Y(RS)	SLV X(ES)	SLV Y(ES)
1	glCB1	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000					1.3000								
2	glCB2	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000		0.7500			1.3000								
3	glCB3	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500		1.5000			1.3000								
4	glCB4	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000			0.9000		1.3000								
5	glCB5	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000				0.9000	1.3000								
6	glCB6	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500			1.5000		1.3000								
7	glCB7	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500				1.5000	1.3000								
8	glCB8	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000			-0.9000		1.3000								
9	glCB9	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000				-0.9000	1.3000								
10	glCB10	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500			-1.5000		1.3000								
11	glCB11	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500				-1.5000	1.3000								
12	glCB12	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000		0.7500	0.9000		1.3000								
13	glCB13	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000		0.7500		0.9000	1.3000								
14	glCB14	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500		0.7500	1.5000		1.3000								
15	glCB15	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500		0.7500		1.5000	1.3000								
16	glCB16	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000		0.7500	-0.9000		1.3000								
17	glCB17	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000		0.7500		-0.9000	1.3000								
18	glCB18	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500		0.7500	-1.5000		1.3000								
19	glCB19	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500		0.7500		-1.5000	1.3000								
20	glCB20	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500		1.5000	0.9000		1.3000								
21	glCB21	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500		1.5000		0.9000	1.3000								
22	glCB22	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500		1.5000	-0.9000		1.3000								
23	glCB23	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500		1.5000		-0.9000	1.3000								
24	glCB24	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000	1.0000	0.3000						
25	glCB25	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000	1.0000	-0.3000						
26	glCB26	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000	0.3000	1.0000						
27	glCB27	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000	-0.3000	1.0000						
28	glCB28	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000	-1.0000	-0.3000						
29	glCB29	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000	-1.0000	0.3000						
30	glCB30	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000	-0.3000	-1.0000						
31	glCB31	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000	0.3000	-1.0000						
32	glCB32	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			1.0000	0.3000			1.0000	0.3000
33	glCB33	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			1.0000	0.3000			-1.0000	-0.3000
34	glCB34	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			1.0000	-0.3000			1.0000	-0.3000
35	glCB35	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			1.0000	-0.3000			-1.0000	0.3000
36	glCB36	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			0.3000	1.0000			0.3000	1.0000
37	glCB37	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			0.3000	1.0000			-0.3000	-1.0000
38	glCB38	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-0.3000	1.0000			-0.3000	1.0000
39	glCB39	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-0.3000	1.0000			0.3000	-1.0000
40	glCB40	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			1.0000	0.3000			1.0000	-0.3000
41	glCB41	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			1.0000	0.3000			-1.0000	0.3000
42	glCB42	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			1.0000	-0.3000			1.0000	0.3000
43	glCB43	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			1.0000	-0.3000			-1.0000	-0.3000
44	glCB44	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			0.3000	1.0000			-0.3000	1.0000
45	glCB45	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			0.3000	1.0000			0.3000	-1.0000
46	glCB46	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-0.3000	1.0000			0.3000	1.0000
47	glCB47	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-0.3000	1.0000			-0.3000	-1.0000
48	glCB48	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-1.0000	-0.3000			-1.0000	-0.3000
49	glCB49	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-1.0000	-0.3000			1.0000	0.3000
50	glCB50	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-1.0000	0.3000			-1.0000	0.3000

Load Combinations

General Steel Design Concrete Design SRC Design Cold Formed Steel Design Footing Design Aluminum Design																			
Load Combination List																			
No	Name	Active	Type	Gp(ST)	Gk(ST)	Qk(ST)	Temp 15(ST)	Neve(ST)	Vento X(ST)	Vento Y(ST)	Pressione acqua(ST)	Spinta sisma X(ST)	Spinta sisma Y(ST)	SLV X(RS)	SLV Y(RS)	SLD X(RS)	SLD Y(RS)	SLV X(ES)	SLV Y(ES)
50	gLCB50	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-1.0000	0.3000			-1.0000	0.3000
51	gLCB51	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-1.0000	0.3000			1.0000	-0.3000
52	gLCB52	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-0.3000	-1.0000			-0.3000	-1.0000
53	gLCB53	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-0.3000	-1.0000			0.3000	1.0000
54	gLCB54	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			0.3000	-1.0000			0.3000	-1.0000
55	gLCB55	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			0.3000	-1.0000			-0.3000	1.0000
56	gLCB56	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-1.0000	-0.3000			-1.0000	-0.3000
57	gLCB57	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-1.0000	-0.3000			1.0000	-0.3000
58	gLCB58	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-1.0000	0.3000			-1.0000	-0.3000
59	gLCB59	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-1.0000	0.3000			1.0000	0.3000
60	gLCB60	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-0.3000	-1.0000			0.3000	-1.0000
61	gLCB61	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			-0.3000	-1.0000			-0.3000	1.0000
62	gLCB62	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			0.3000	-1.0000			-0.3000	-1.0000
63	gLCB63	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000			0.3000	-1.0000			0.3000	1.0000
64	gLCB64	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000					1.0000								
65	gLCB65	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000		0.5000			1.0000								
66	gLCB66	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000		1.0000			1.0000								
67	gLCB67	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000			0.6000		1.0000								
68	gLCB68	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000				0.6000	1.0000								
69	gLCB69	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000			-0.6000		1.0000								
70	gLCB70	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000				-0.6000	1.0000								
71	gLCB71	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000			1.0000		1.0000								
72	gLCB72	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000				1.0000	1.0000								
73	gLCB73	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000			-1.0000		1.0000								
74	gLCB74	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000				-1.0000	1.0000								
75	gLCB75	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000		0.5000	0.6000		1.0000								
76	gLCB76	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000		0.5000		0.6000	1.0000								
77	gLCB77	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000		0.5000	-0.6000		1.0000								
78	gLCB78	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000		0.5000		-0.6000	1.0000								
79	gLCB79	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000		0.5000	1.0000		1.0000								
80	gLCB80	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000		0.5000		1.0000	1.0000								
81	gLCB81	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000		0.5000	-1.0000		1.0000								
82	gLCB82	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000		0.5000		-1.0000	1.0000								
83	gLCB83	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000		1.0000	0.6000		1.0000								
84	gLCB84	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000		1.0000		0.6000	1.0000								
85	gLCB85	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000		1.0000	-0.6000		1.0000								
86	gLCB86	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000		1.0000		-0.6000	1.0000								
87	gLCB87	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000					1.0000								
88	gLCB88	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.5000		0.2000			1.0000								
89	gLCB89	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000			0.2000		1.0000								
90	gLCB90	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.5000				0.2000	1.0000								
91	gLCB91	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000			-0.2000		1.0000								
92	gLCB92	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.2000	1.0000								
93	gLCB93	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.5000		0.2000	0.2000		1.0000								
94	gLCB94	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.2000		0.2000	1.0000								
95	gLCB95	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.2000	-0.2000		1.0000								
96	gLCB96	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.2000		-0.2000	1.0000								
97	gLCB97	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000					1.0000								
98	STL EN	Activ	Envelo																

9 MODELLI DI CALCOLO

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi:

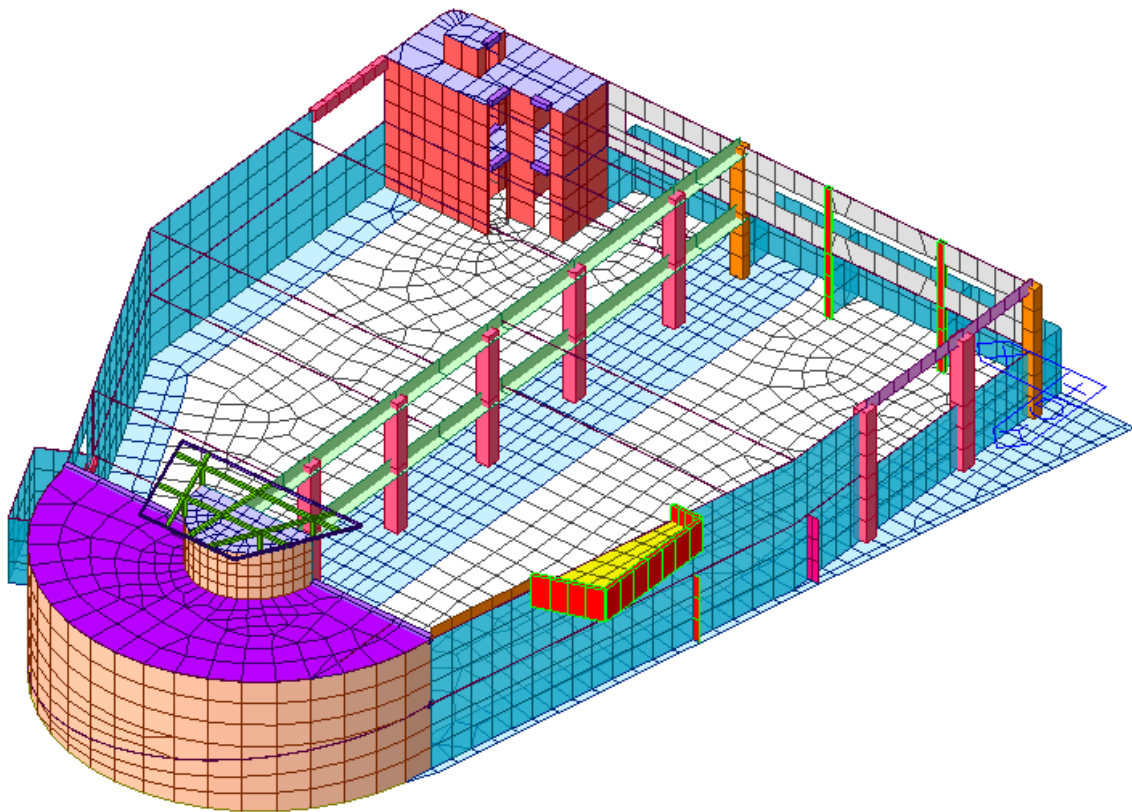
- MIDAS/GEN sviluppato da MIDAS Information Technology, Co., Ltd. Areum B/D 4th fl., 258-1 Seohyeon-dong, Bundang-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea e distribuito in Italia da CSP Fea s.c. via Zuccherificio, 5/D I-35042 Este (PD);
- PresFLE+® e BeamCAD® prodotti da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova. Questo software è utilizzato per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato.
- Sismicad 12.13 Build 7086.26108 – 1989-2018 Concrete S.r.l. (IT), Via Della Pieve, 19 – 35121 Padova (Italia). Licenza Fm Ingegneria S.P.A. Chiave 7236

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidità complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

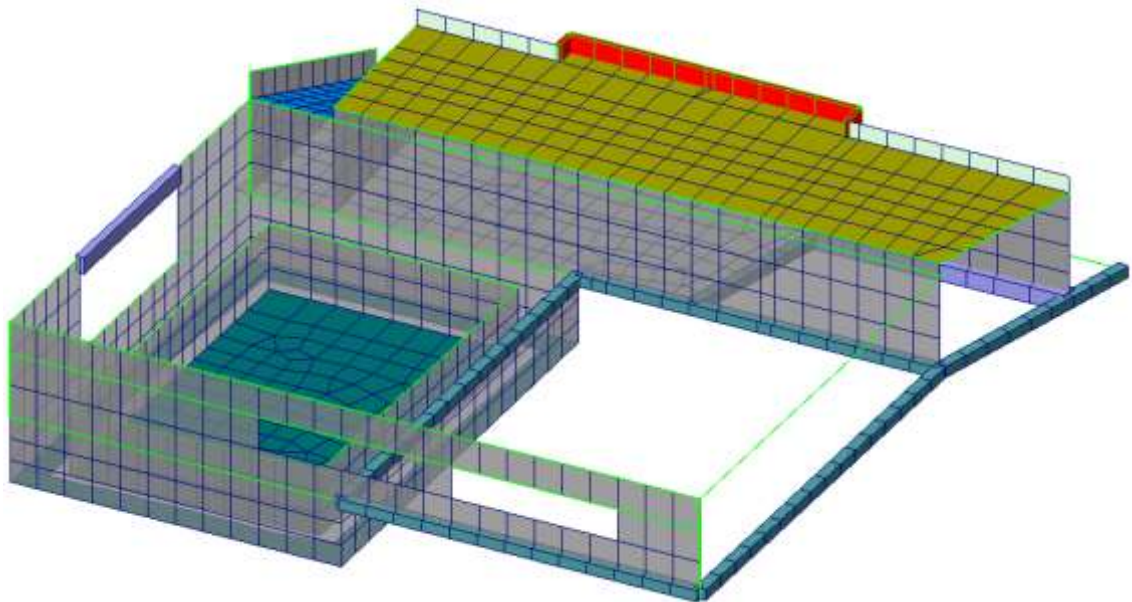
I modelli sono composti da elementi *beam* e *plate*, rispettivamente per simulare travi/pilastri e fondazioni. I solai sono schematizzati con *floor load*, strumento di Midas Gen che consente di assegnare i carichi di progetto su un'area, senza l'utilizzo di elementi *beam* o *plate*. La rigidità di piano degli orizzontamenti, assunta infinita, come consentito dalle Norme Tecniche D.M. 19.1.2018, è stata assegnata in fase di definizione dei *floor load*. Le strutture di fondazione e platea, sono stati vincolati alle traslazioni orizzontali con vincoli fissi e vincolati alla traslazione verticale con letto di molle.

Per la sola analisi in frequenza, le traslazioni verticali sono state impediti con vincoli fissi, come è ricorrente fare nella pratica progettuale.

Autorimessa – Corpo principale



Autorimessa- Corpo secondario e Bar



10 VERIFICHE

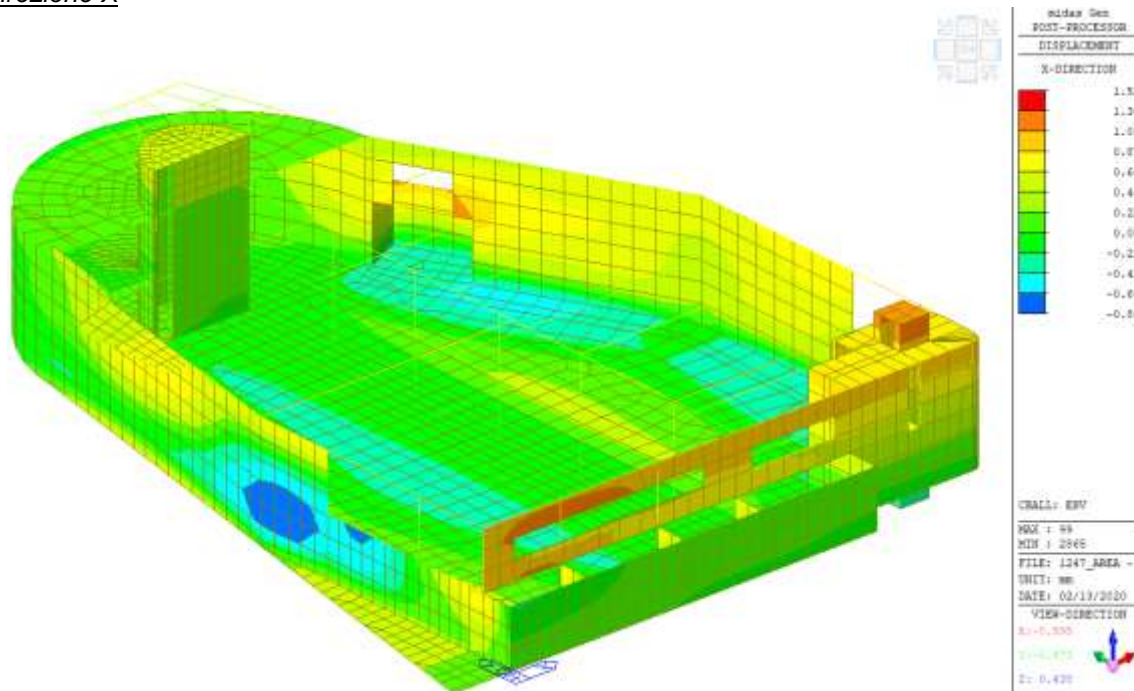
10.1 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI SOMMITALI AGLI SLO

Si riporta la mappa cromatica in valore assoluto delle deformazioni della struttura agli SLO nelle due direzioni principali:

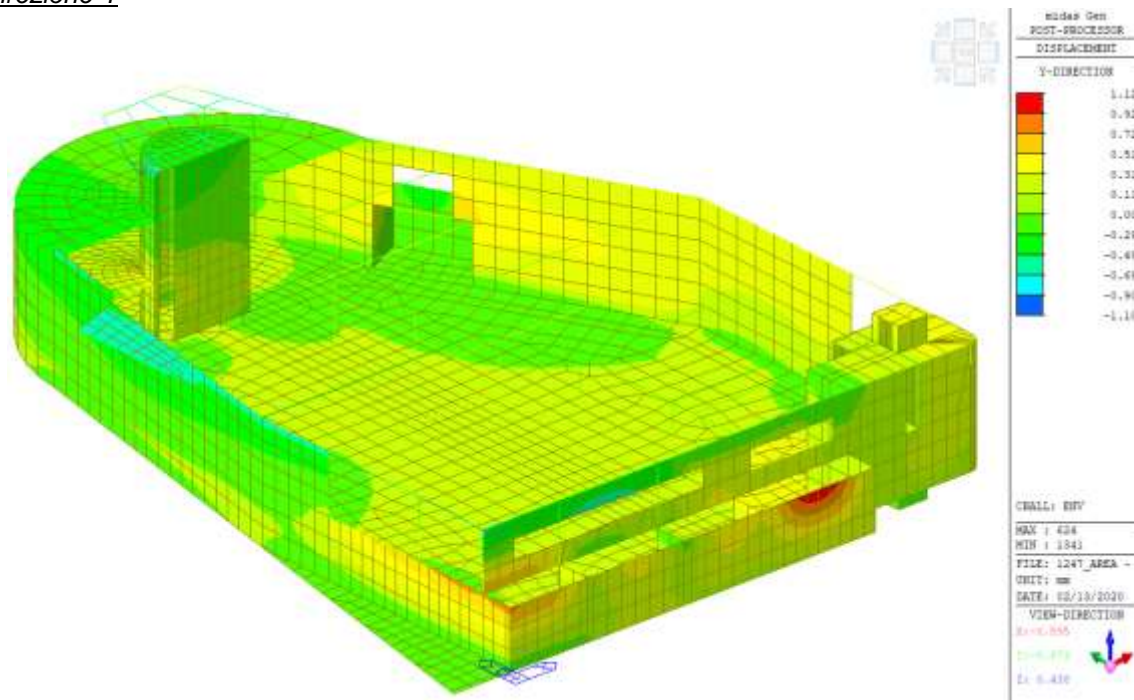
10.1.1 AUTORIMESSA

Corpo Principale

Direzione X



Direzione Y



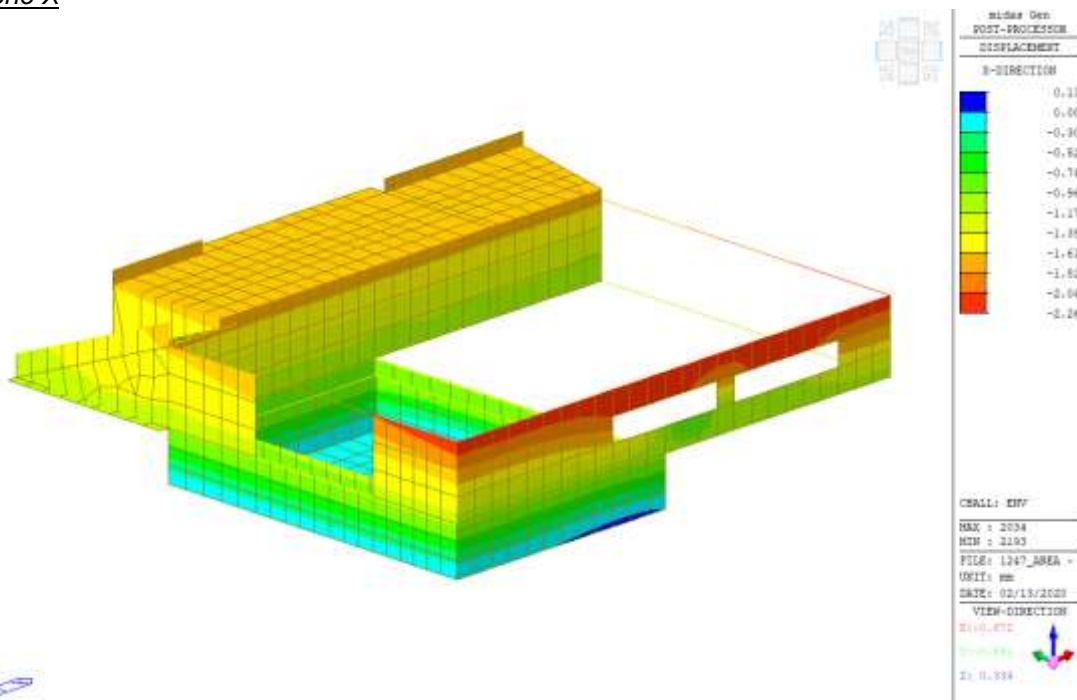
Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §7.3.6), la deformazione massima relativa di interpiano laddove si produce lo spostamento massimo deve rispettare il seguente limite:

$$q \cdot d_r \leq \frac{2}{3} \cdot 0.005 \cdot h \Rightarrow 1.5 \cdot 1.52 \text{ mm} = 2.28 \text{ mm} < \frac{2}{3} \cdot 0.005 \cdot 4000 \text{ mm} = 13.3 \text{ mm}$$

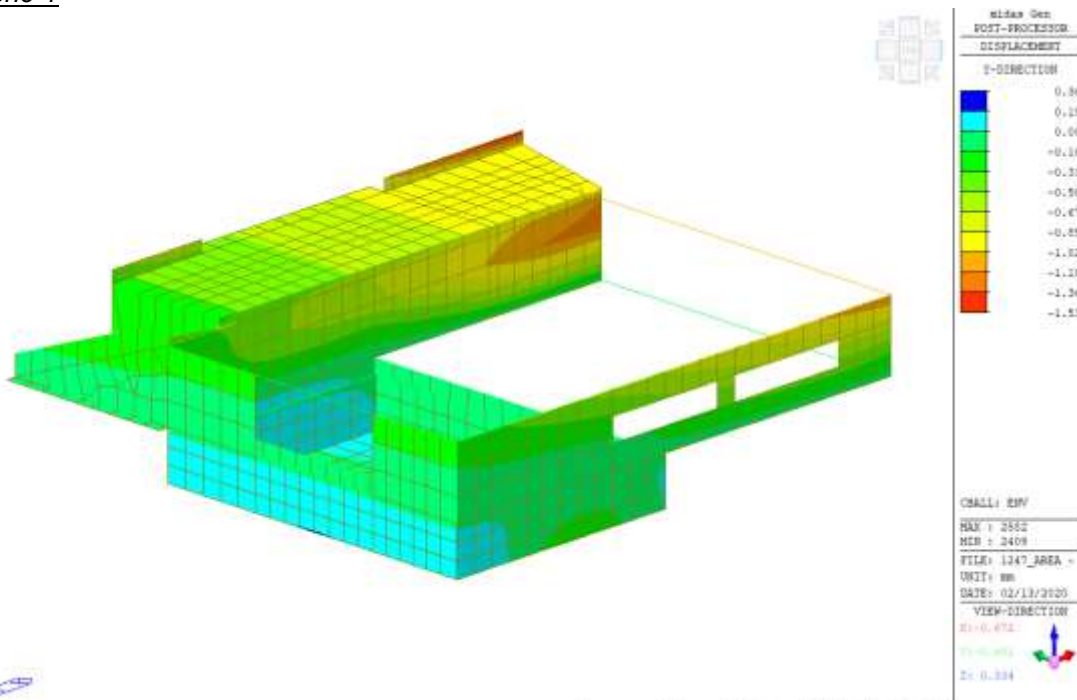
La verifica è soddisfatta.

10.1.2 CORPO SECONDARIO E BAR

Direzione X



Direzione Y



Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §7.3.6), la deformazione massima relativa di interpiano laddove si produce lo spostamento massimo deve rispettare il seguente limite:

$$q \cdot d_r \leq \frac{2}{3} \cdot 0.005 \cdot h \Rightarrow 1.5 \cdot 2.26 \text{ mm} = 3.39 \text{ mm} < \frac{2}{3} \cdot 0.005 \cdot 4000 \text{ mm} = 13.3$$

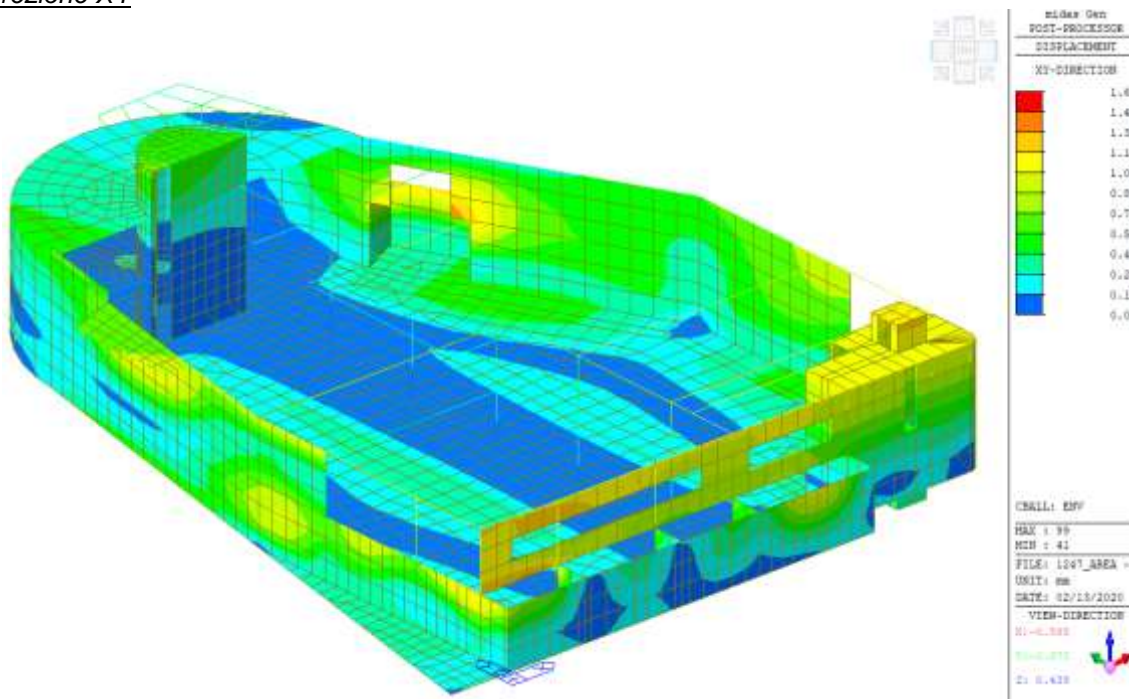
La verifica è soddisfatta.

10.2 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI SOMMITALI AGLI SLE

Si riporta la mappa cromatica dell'involuppo in valore assoluto degli spostamenti orizzontali della struttura:

10.2.1 AUTORIMESSA

Direzione XY



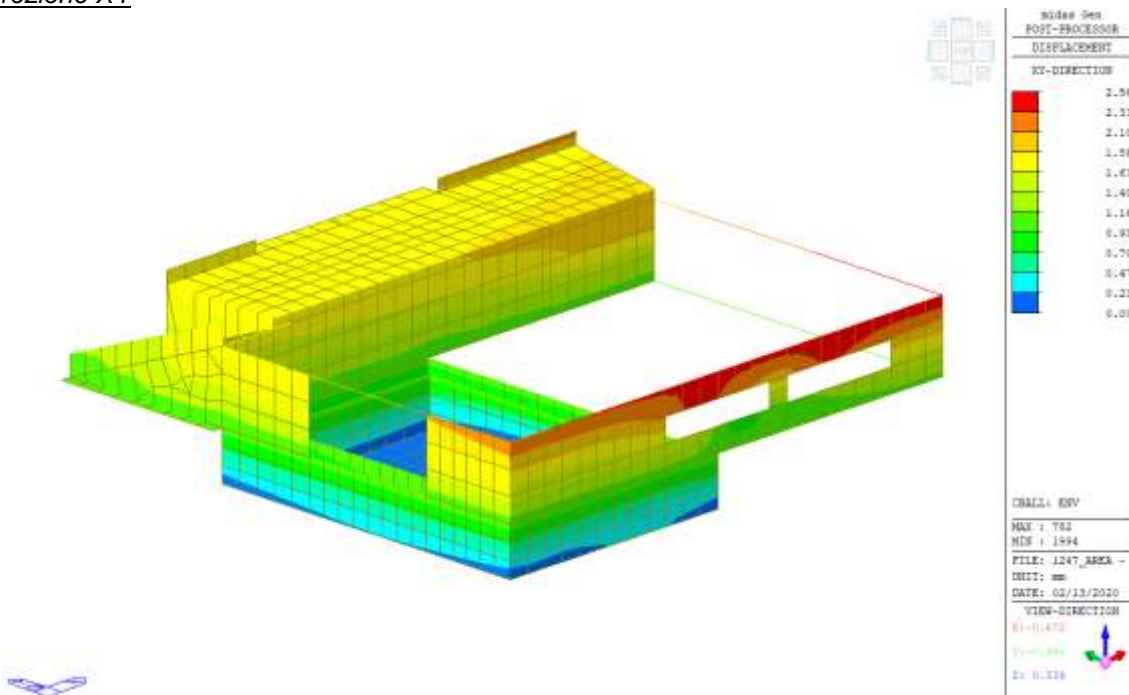
Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §4.2.4.2), lo spostamento massimo per costruzioni ordinarie deve rispettare il seguente limite:

$$H/300 = 4000/300 = 13.3 \text{ mm} > 1.62 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

10.2.2 CORPO SECONDARIO E BAR

Direzione XY



Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §4.2.4.2), lo spostamento massimo per costruzioni ordinarie deve rispettare il seguente limite:

$$H/300 = 4000/300 = 13.3 \text{ mm} > 2.56 \text{ mm}$$

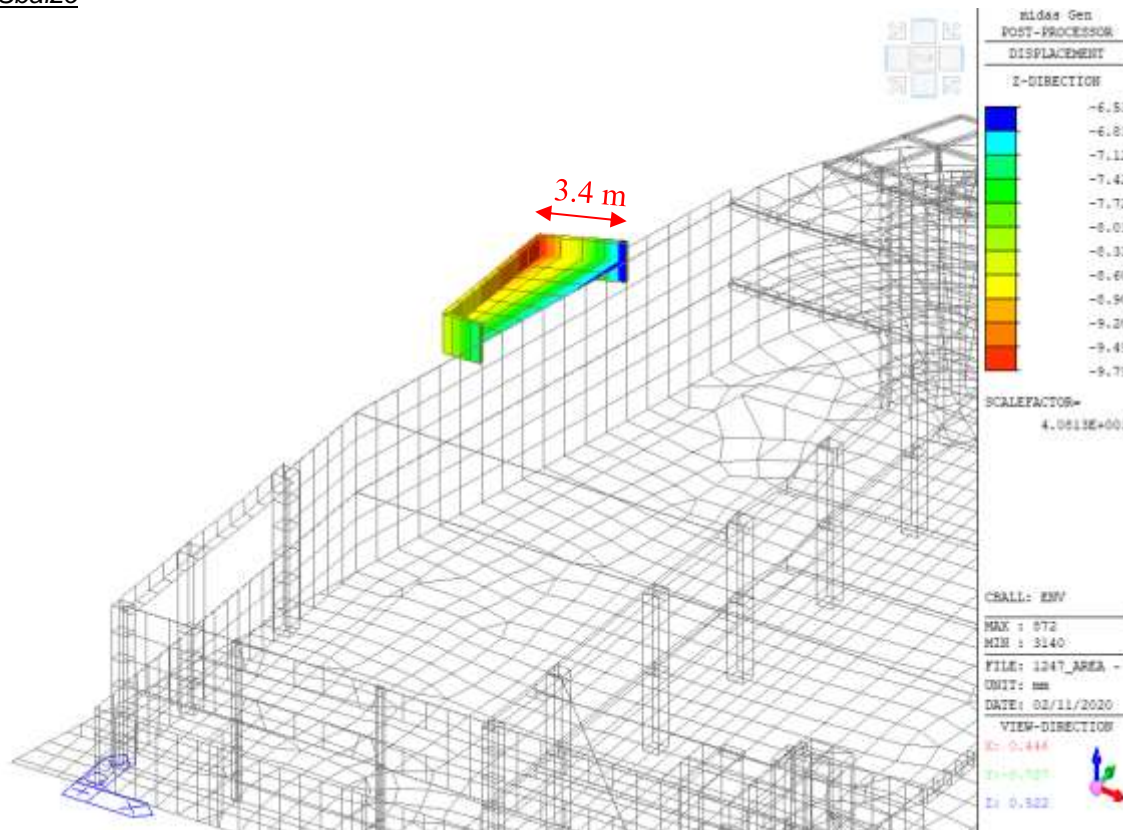
La verifica è soddisfatta.

10.3 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI SLE

Si riporta la mappa cromatica dell'involuppo in valore assoluto degli spostamenti verticali della struttura:

10.3.1 AUTORIMESSA

Sbalzo

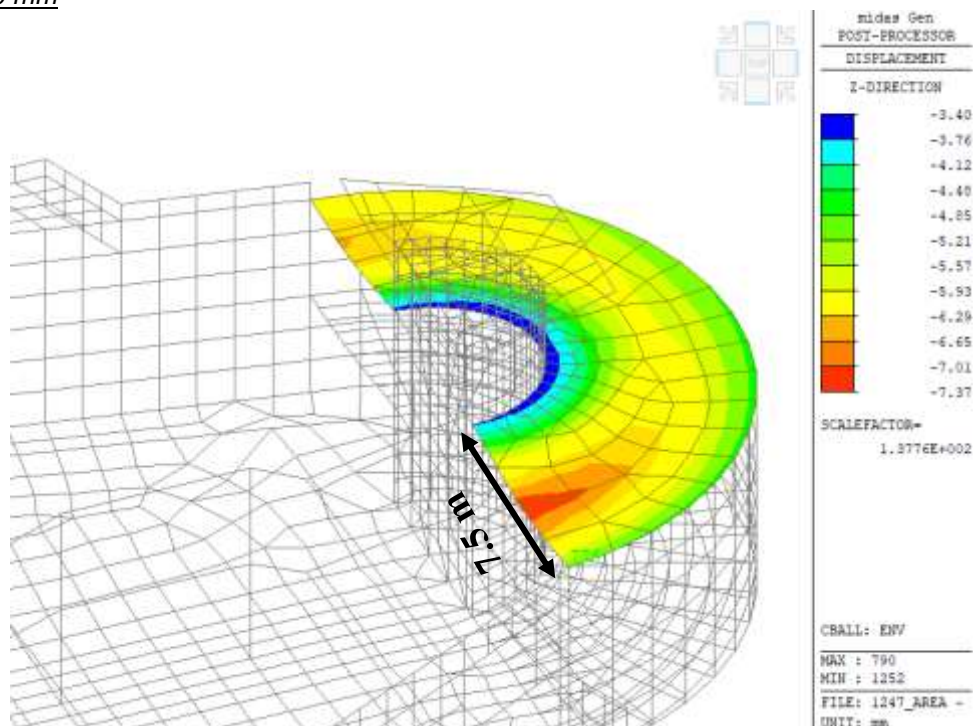


Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §4.2.4.2), lo spostamento massimo verticale per costruzioni ordinarie deve rispettare il seguente limite:

$$2 \cdot H/250 = 2 \cdot 3400/250 = 27.2 \text{ mm} > 9.8 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Solaio $sp=250\text{ mm}$

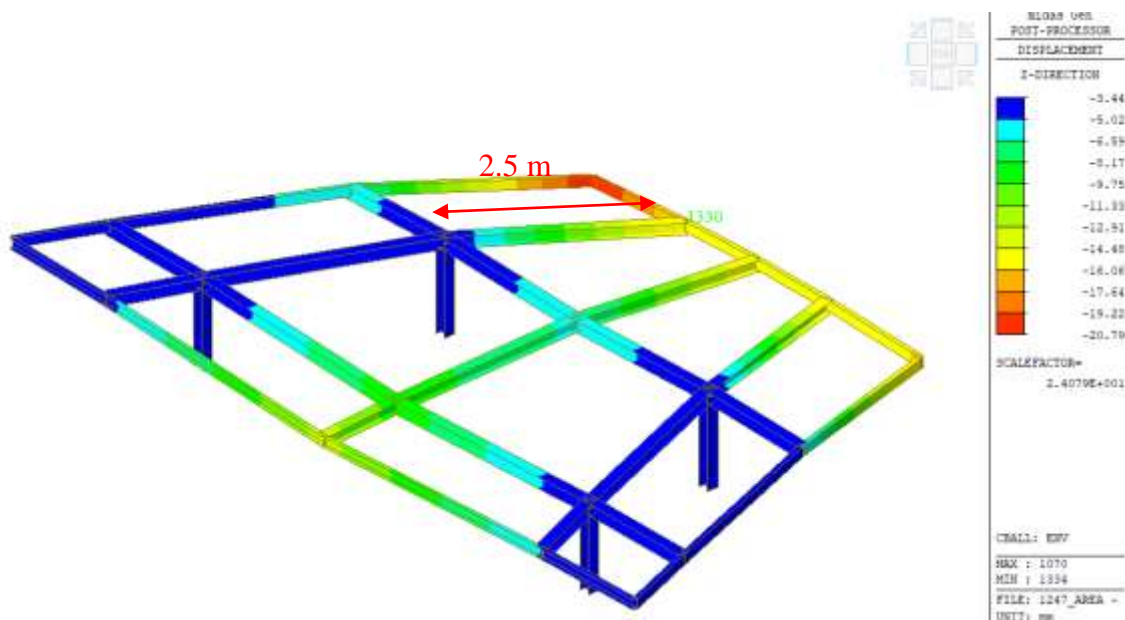


Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §4.2.4.2), lo spostamento massimo per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali deve rispettare il seguente limite:

$$H/250 = 7500/250 = 30\text{ mm} > 7.4\text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Pensilina in acciaio



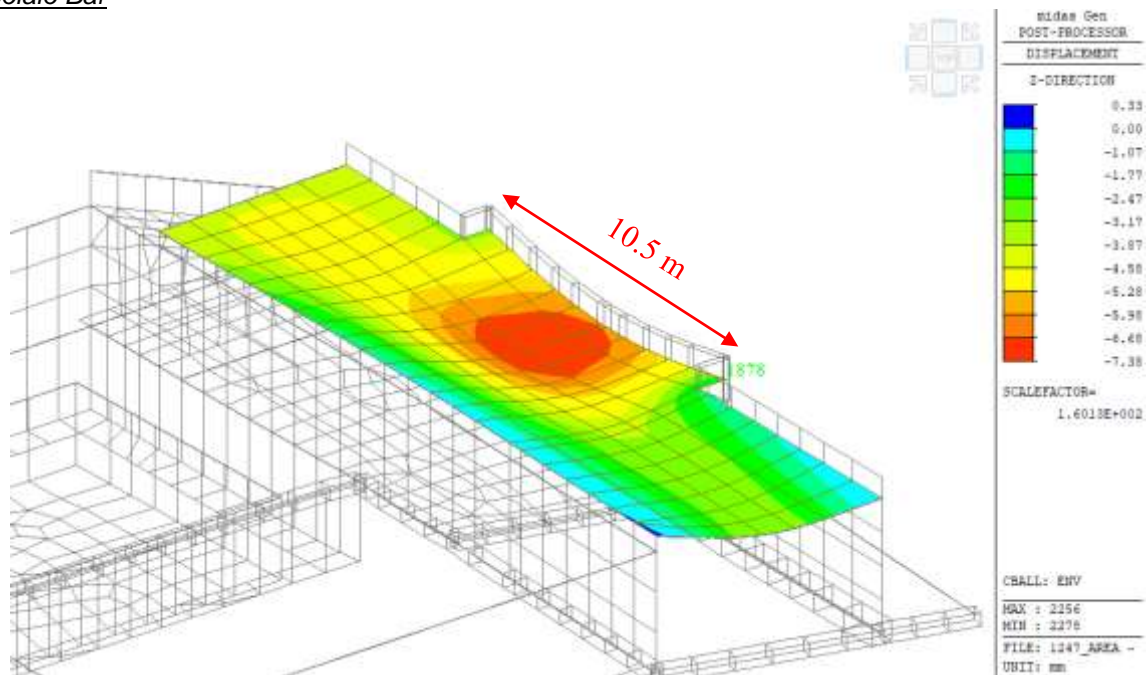
Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §4.2.4.2), lo spostamento massimo per costruzioni ordinarie deve rispettare il seguente limite:

$$2 \cdot H/250 = 2 \cdot 2500/250 = 20\text{ mm} > 16.11\text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

10.3.2 CORPO SECONDARIO E BAR

Solaio Bar



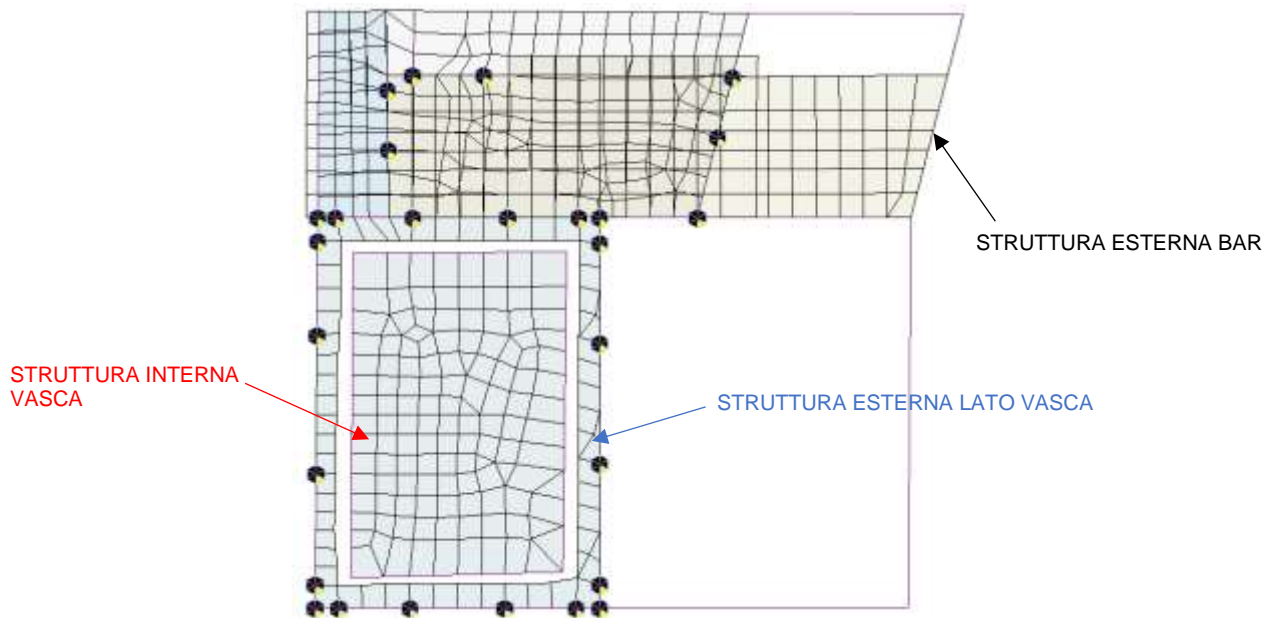
Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §4.2.4.2), lo spostamento massimo per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali deve rispettare il seguente limite:

$$H/250 = 10500/250 = 42 \text{ mm} > 7.40 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

10.4 CEDIMENTI DI FONDAZIONE

Si riporta il confronto dei cedimenti fondazionali tra quelli del corpo principale su platea nervata e quelli del corpo secondario su micropali, nonché tra quelli del corpo secondario inteso come struttura esterna e la struttura interna, vasca. Di seguito si riportano le immagini del modello del corpo secondario e bar in cui si evince la posizione dei micropali:

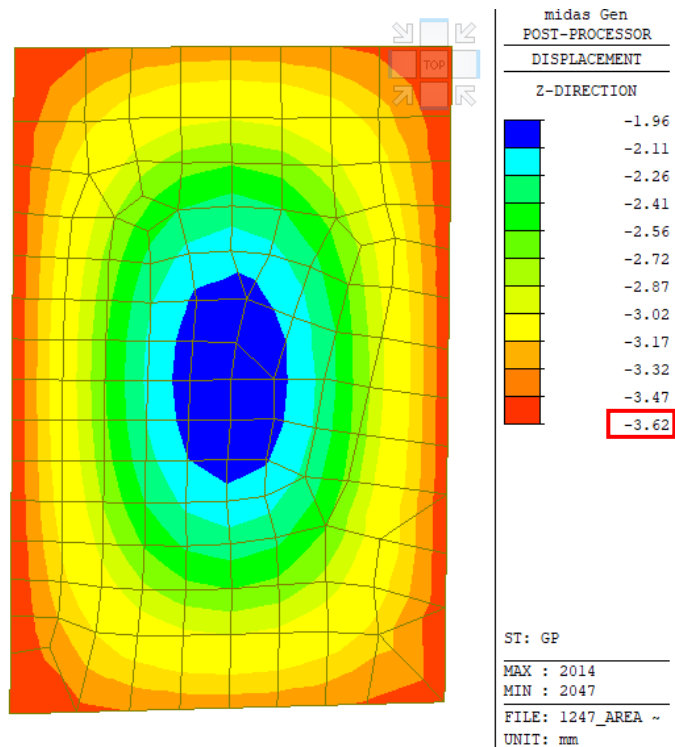


Corpo secondario e bar posizione dei micropali

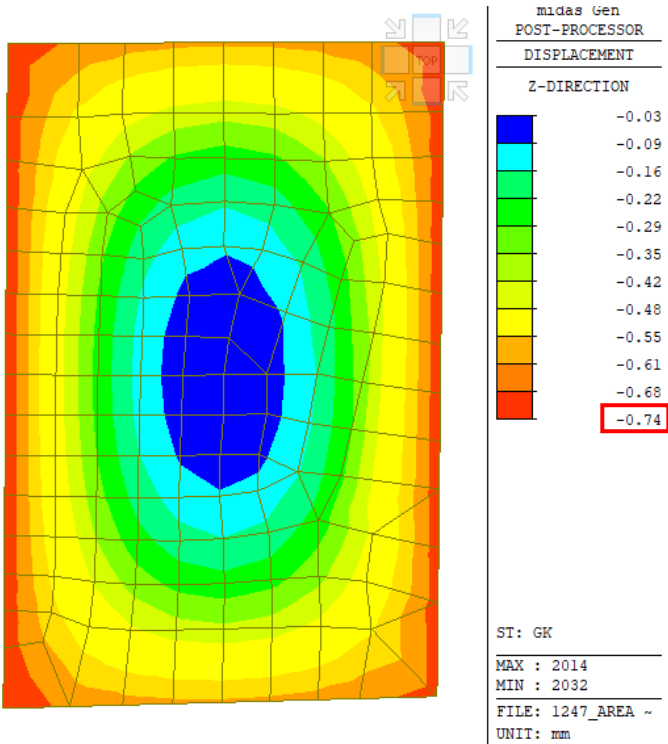
Il terreno del corpo secondario è stato modellato come un letto di molle il cui valore della K di Winkler, cautelativamente, tiene conto degli effetti a lungo termine.

10.4.1 CEDIMENTI FONDAZIONE STRUTTURA INTERNA VASCA

La fondazione è stata modellata considerando il terreno alla Winkler $K_W = 1 \text{ kg/cm}^3$. Si ha:



Cedimento per peso proprio

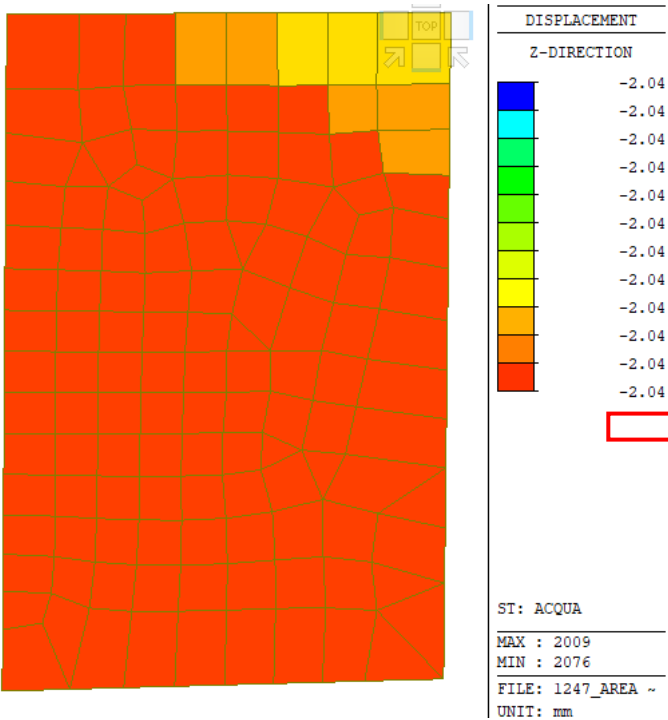


Cedimento per carichi permanenti

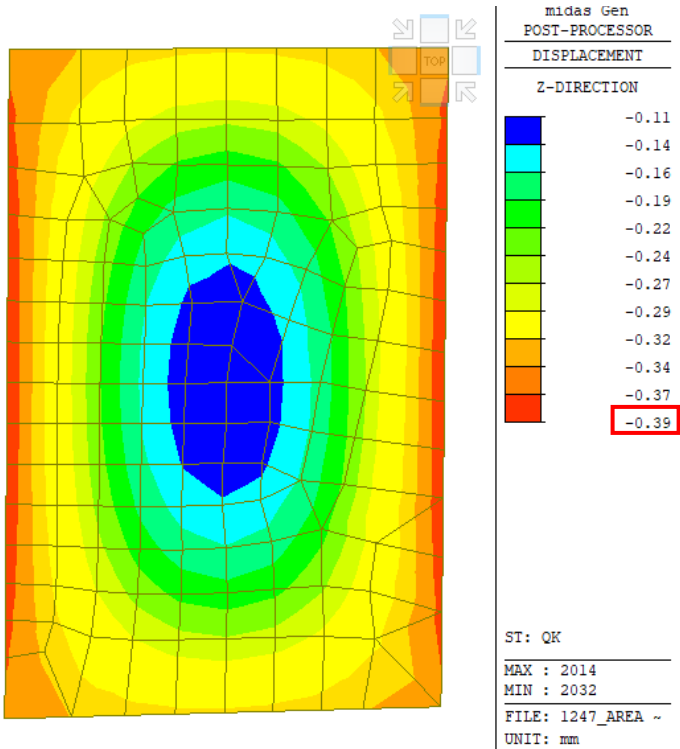
Il cedimento massimo che si ha in fase di costruzione, dato dal peso proprio e dal permanente per la vasca in fase di costruzione (fase I), è pari a:

$$\delta_{1INT.} = \delta_{PP} + \delta_{SP} = 3.62 + 0.74 = 4.36 \text{ mm}$$

Il cedimento dato dall'accumulo dell'acqua e dai carichi accidentali, sono pari a:



Cedimento per carichi accumulo acqua

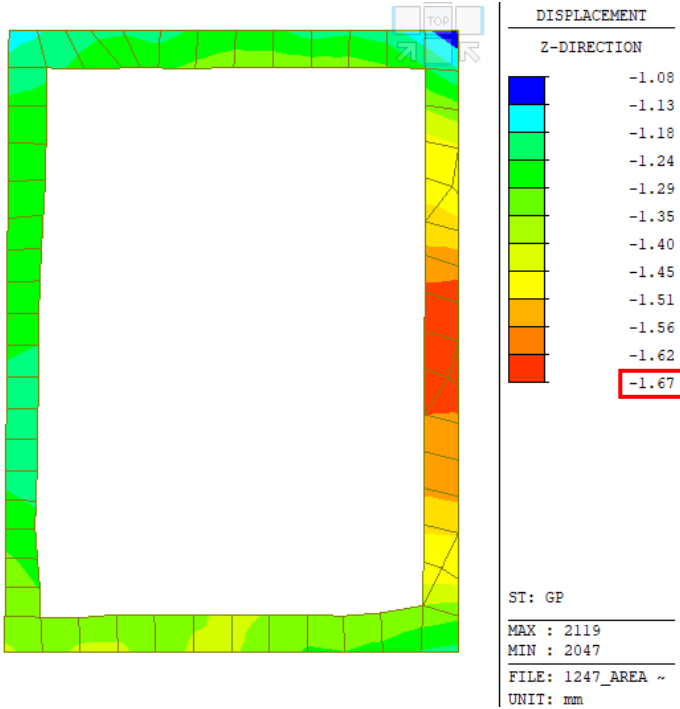


Cedimento per carichi accidentali

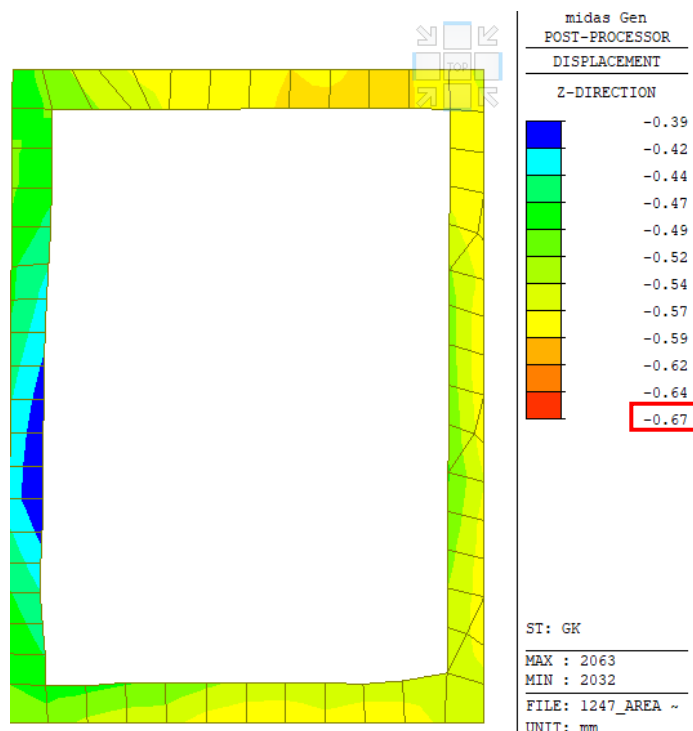
$$\delta_{2INT.} = \delta_{H2O} + \delta_{SA} = 2.04 + 0.39 = 2.43 \text{ mm}$$

10.4.2 CEDIMENTI FONDAZIONE STRUTTURA ESTERNA LATO VASCA

La fondazione su micropali è stata modellata considerando la $K_{lineare} = 208000 \text{ kN/m}$ e alla Winkler $K_W = 1 \text{ kg/cm}^3$. Si ha:



Cedimento per peso proprio

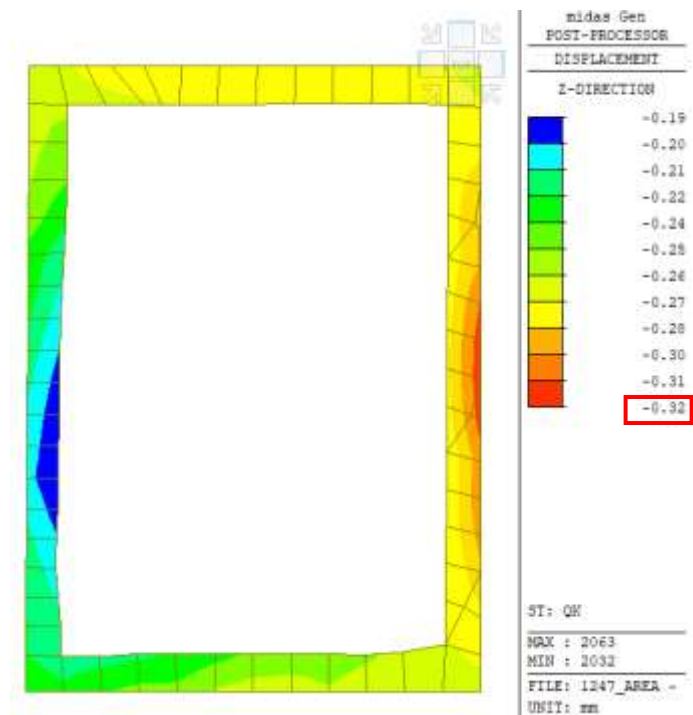


Cedimento per carichi permanenti

Il cedimento massimo che si ha in fase di costruzione, dato dal peso proprio e dal permanente per la struttura esterna in fase di costruzione (fase I), è pari a:

$$\delta_{1EST.} = \delta_{PP} + \delta_{SP} = 1.67 + 0.67 = 2.34 \text{ mm}$$

Il cedimento dato dai carichi accidentali, è pari a:

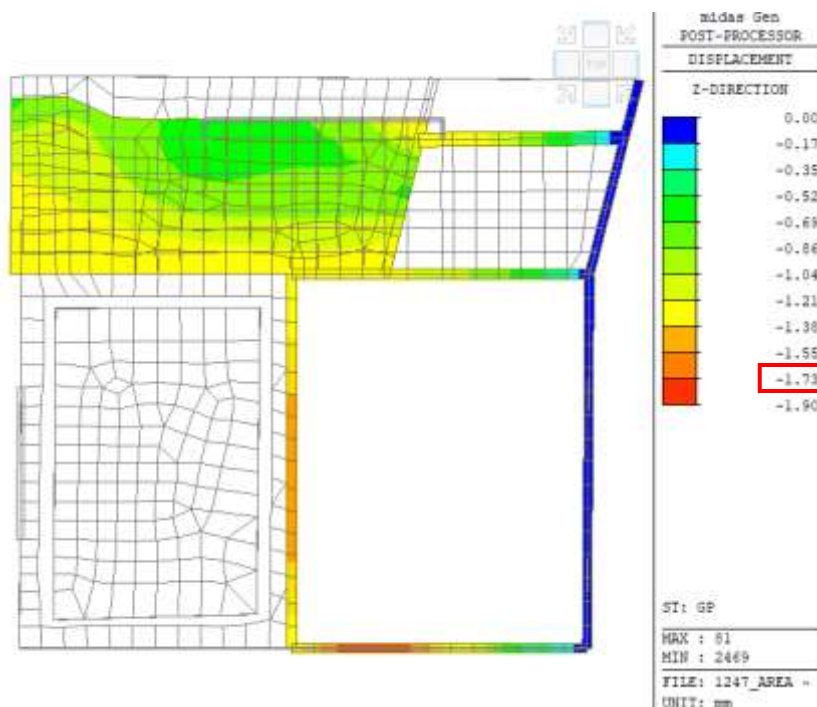


Cedimento per carichi accidentali

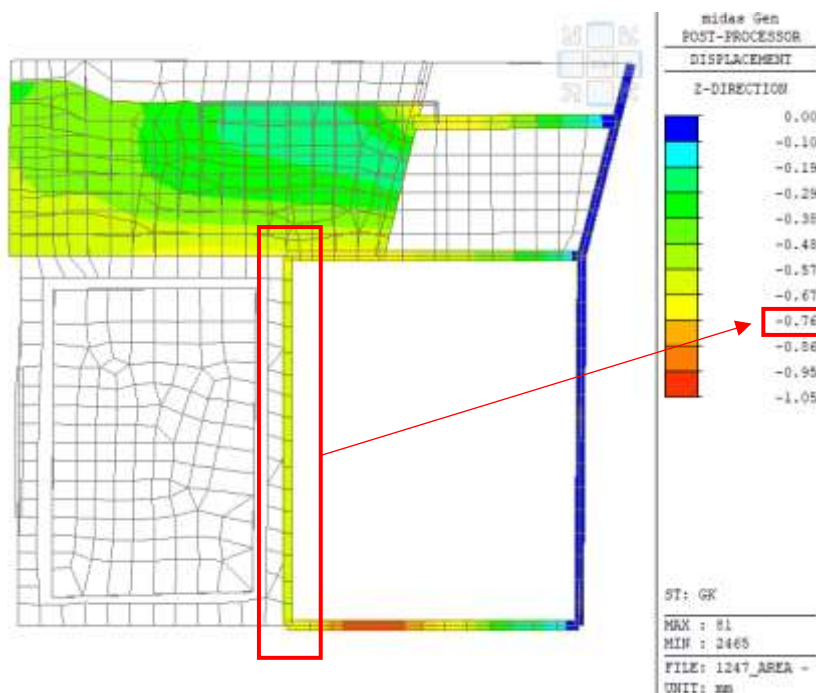
$$\delta_{2EST.} = \delta_{SA} = 0.32 \text{ mm}$$

10.4.3 CEDIMENTI FONDAZIONE STRUTTURA ESTERNA BAR

La fondazione su micropali è stata modellata considerando la $K_{lineare} = 208000 \text{ kN/m}$ e alla Winkler $K_w = 1 \text{ kg/cm}^3$. Si ha:



Cedimento per peso proprio

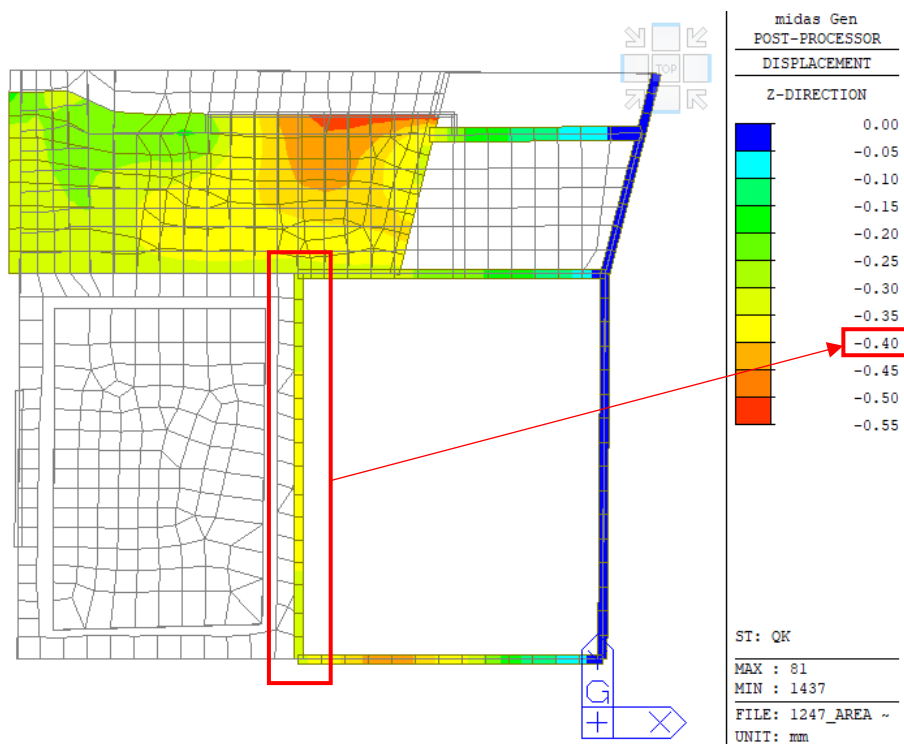


Cedimento per carichi permanenti

Il cedimento massimo che si ha in fase di costruzione, dato dal peso proprio e dal permanente per la struttura esterna in fase di costruzione (fase I), è pari a:

$$\delta_{1EST}^I = \delta_{PP} + \delta_{SP} = 1.73 + 0.76 = 2.49 \text{ mm}$$

Il cedimento dato dai carichi accidentali, è pari a:

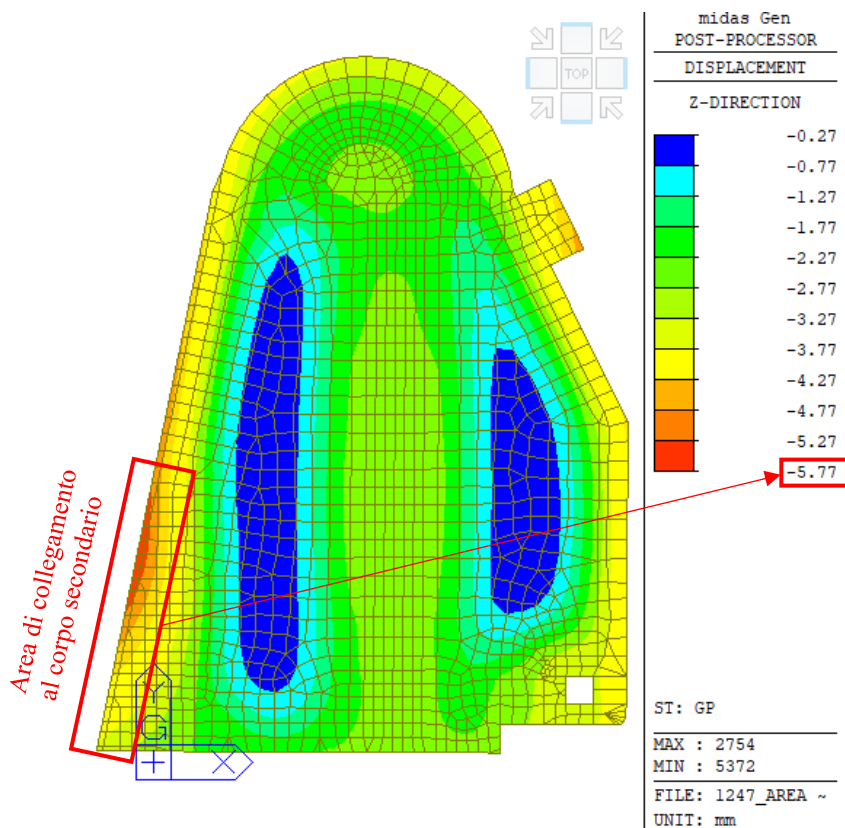


Cedimento per carichi accidentali

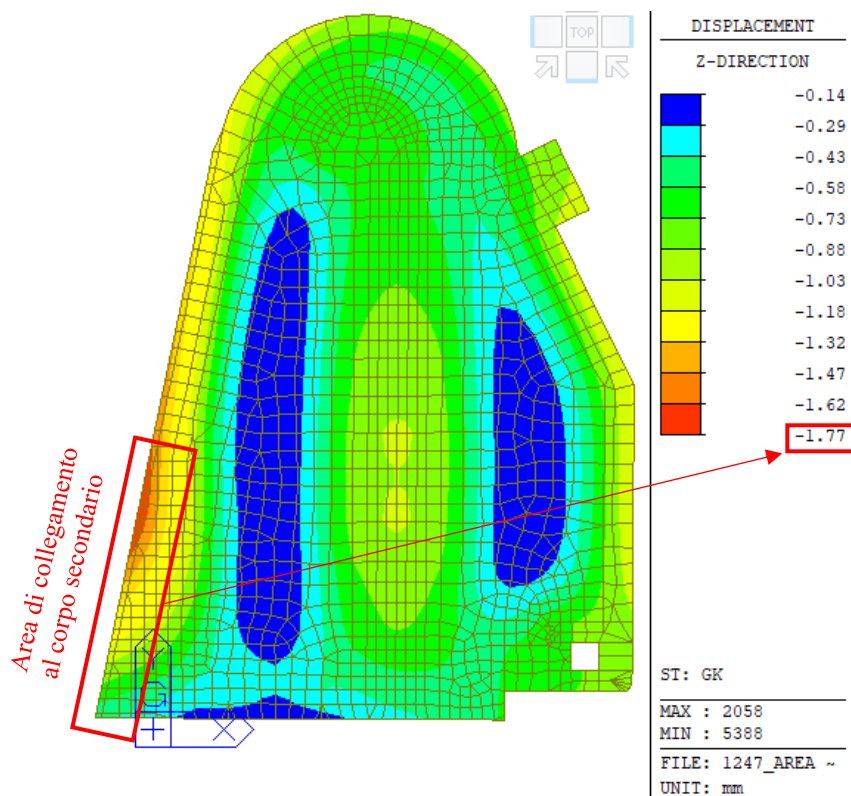
$$\delta_{2EST}^I = \delta_{SA} = 0.40 \text{ mm}$$

10.4.4 CEDIMENTI FONDAZIONE STRUTTURA CORPO PRINCIPALE

La fondazione è stata modellata considerando il terreno alla Winkler $K_W = 2 \text{ kg/cm}^3$. Si ha:



Cedimento per peso proprio

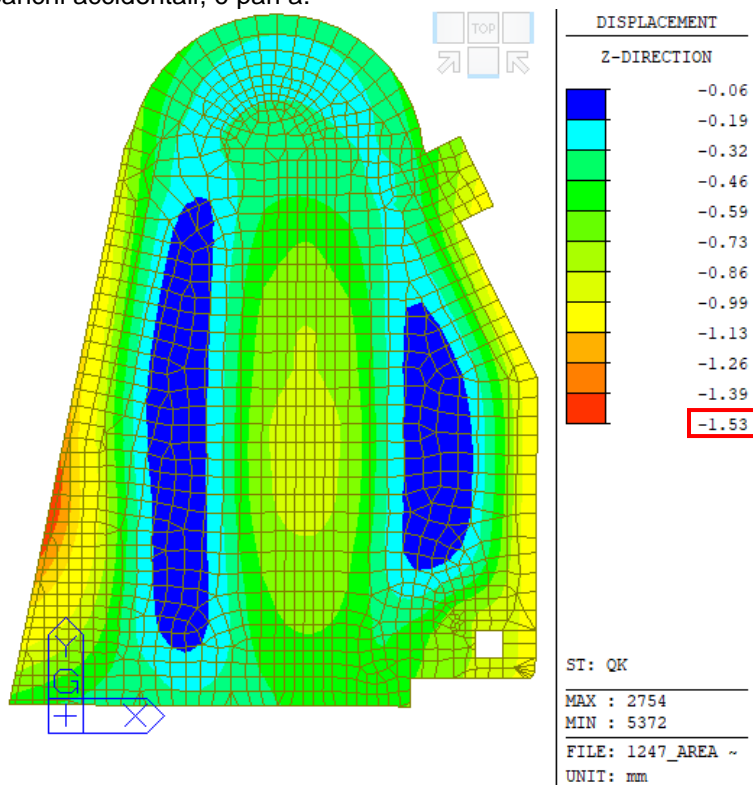


Cedimento per carichi permanenti

Il cedimento massimo che si ha in fase di costruzione, dato dal peso proprio e dal permanente per la struttura esterna in fase di costruzione (fase I), è pari a:

$$\delta_{1CP} = \delta_{PP} + \delta_{SP} = 5.77 + 1.77 = 7.54 \text{ mm}$$

Il cedimento dato dai carichi accidentali, è pari a:



Cedimento per carichi accidentali

$$\delta_{2CP} = \delta_{SA} = 1.53 \text{ mm}$$

10.4.5 RIEPILOGO

Riepilogando i risultati in conclusione si ha per la prima fase:

STRUTTURA SECONDARIA

Confronto I fase: strutt. interna vasca- strutt. esterna lato vasca

$\delta_{1INT-VASCA}$ (Prima fase)	4.36 mm
$\delta_{1ESTERNO}$ (Prima fase)	2.34 mm

$$\Delta_{IFASE} = 2.02 \text{ mm}$$

Confronto in esercizio: strutt. interna vasca- strutt. esterna lato vasca

$\delta_{2INT-VASCA}$ (H ₂ O+accidentale)	2.43 mm
$\delta_{2ESTERNO}$	0.32 mm

$$\Delta_{ESERCIZIO} = 2.11 \text{ mm}$$

Si ha un cedimento di 4.13mm, quindi accettabile.

CORPO PRINCIPALE E STRUTTURA SECONDARIA

Confronto I fase: strutt. corpo centrale - strutt. esterna bar

δ_{1EST}^I (Prima fase)	2.49 mm
δ_{1CP} (Prima fase)	7.54 mm

$$\Delta_{IFASE} = 5.05 \text{ mm}$$

Confronto in esercizio: strutt. corpo centrale - strutt. esterna bar

δ_{2EST}^I	0.40 mm
δ_{2EST}	1.53 mm

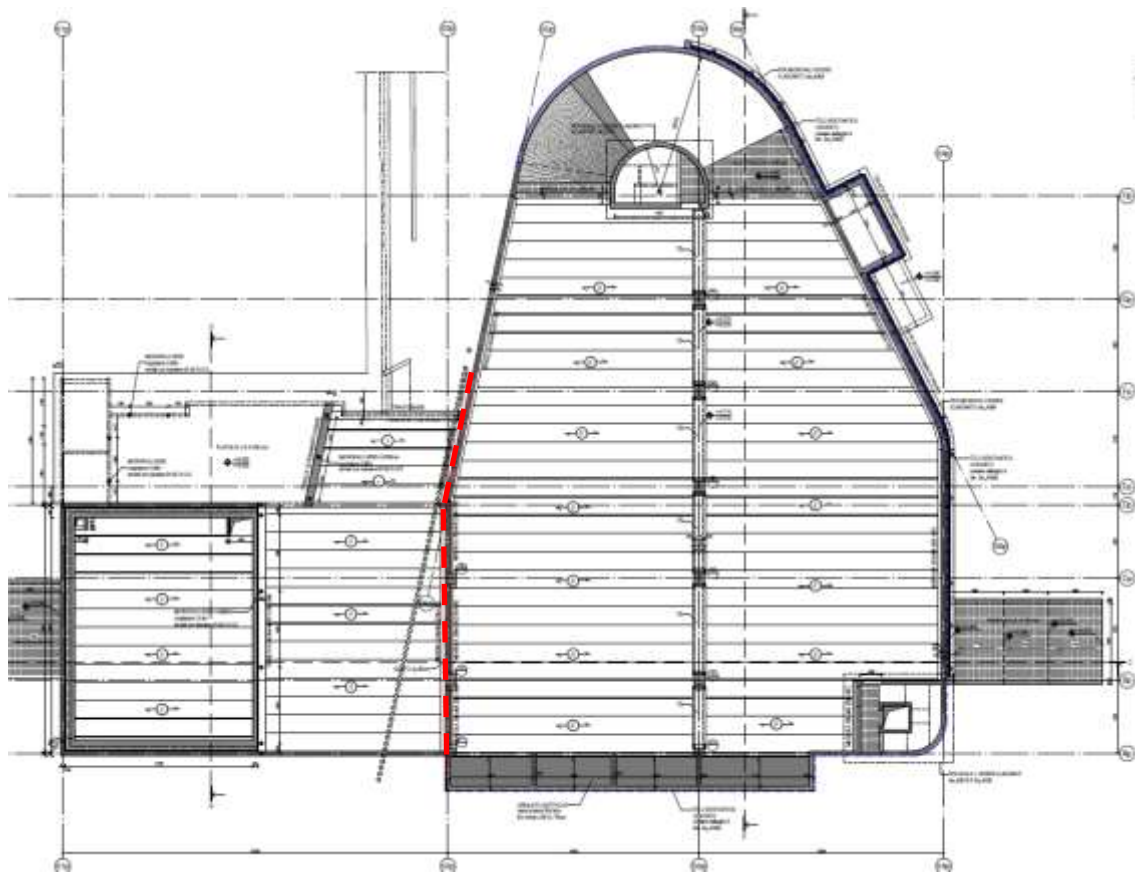
$$\Delta_{ESERCIZIO} = 1.13 \text{ mm}$$

Si ha un cedimento di 6.18mm, quindi accettabile.

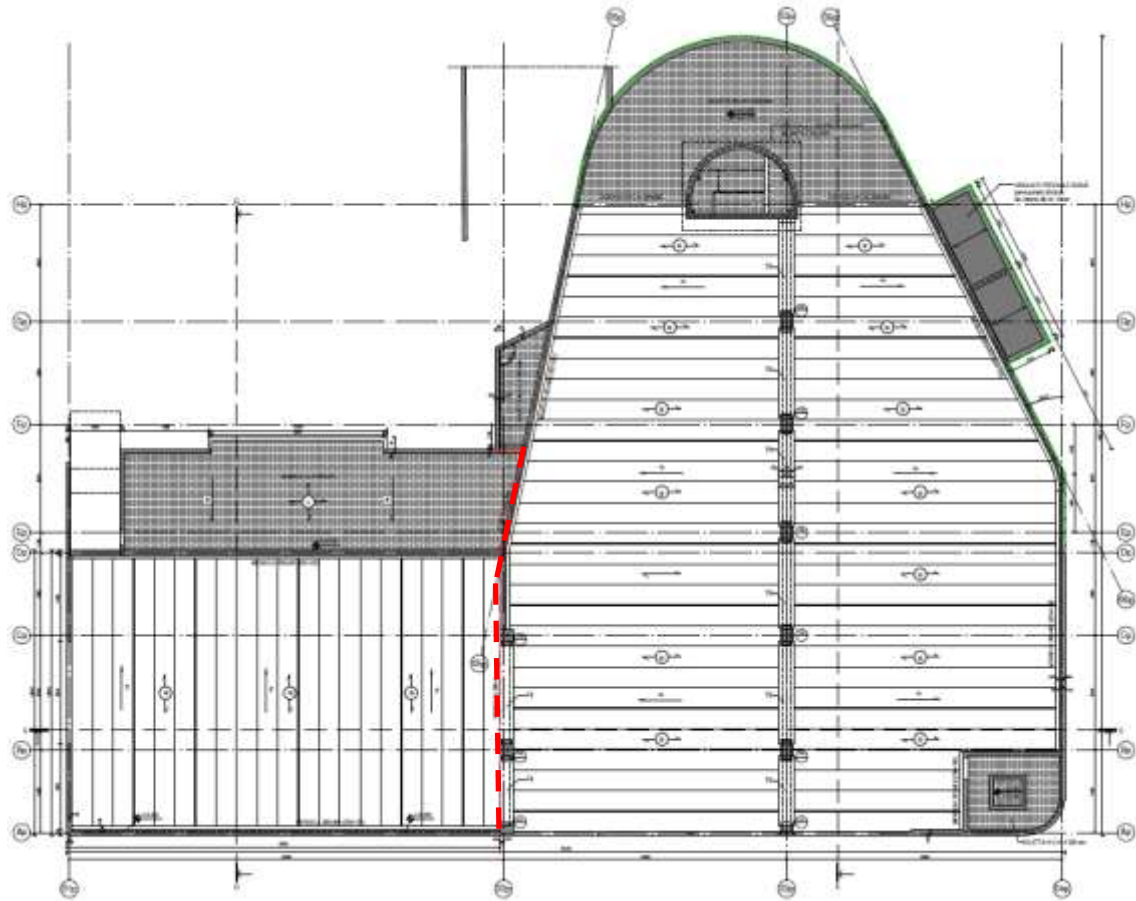
10.5 VERIFICA DEL GIUNTO SISMICO

10.5.1 MODELLAZIONE GIUNTO A CERNIERA

Il collegamento dei due edifici in c.a. avviene attraverso un giunto sismico, posizionato nella zona tratteggiata in rosso nelle seguenti immagini:



Pianata piano terra



Pianata livello copertura

In corrispondenza del livello piano terra si è previsto di appoggiare le travi del corpo secondario e bar all'autorimessa.

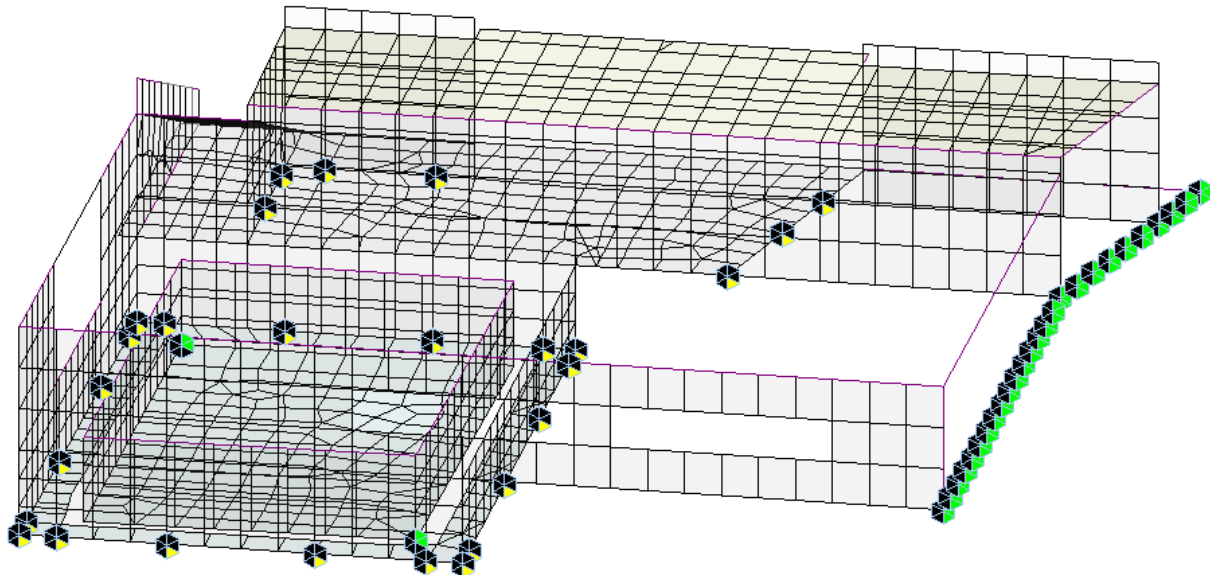
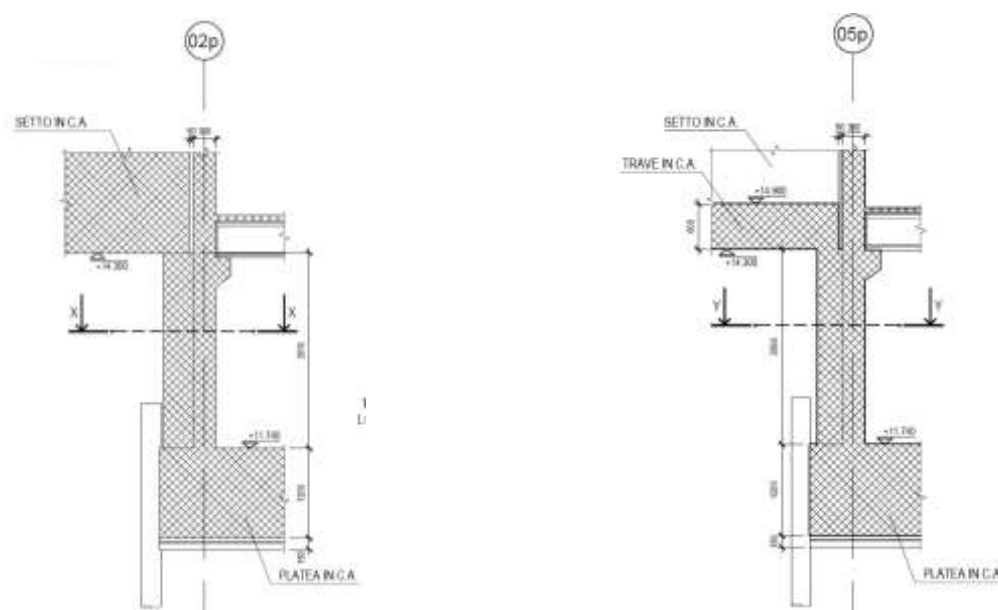


Immagine del modello e sistemi di vincolo

La realizzazione di tale vincolo è progettata in modo tale che si eviti il martellamento durante il sisma. Gli elementi del corpo secondario e bar, sono collegati all'autorimessa mediante un giunto a cerniera, lasciando

un adeguata distanza per evitare il fenomeno del martellamento. Di seguito alcune immagini che chiariscono il sistema.



Sistema di vincolo e giunto piano terra

Di seguito si riporta il dimensionamento dell'armature previste per l'azione tagliante più sfavorevole.

	T	ϕ	n. ferri	A_ϕ	σ_{sd}	Verifica
	[KN]	[mm]	[-]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]
60X40	1110	24	12	452.4	204.5	ok
30X40	1220	24	12	452.4	224.7	ok

Il dimensionamento del giunto è riportato di seguito per la situazione più sfavorevole.

10.5.2 DIMENSIONAMENTO GIUNTO SISMICO

Si riporta di seguito la verifica del giunto sismico come prescritto dalle vigenti norme

DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

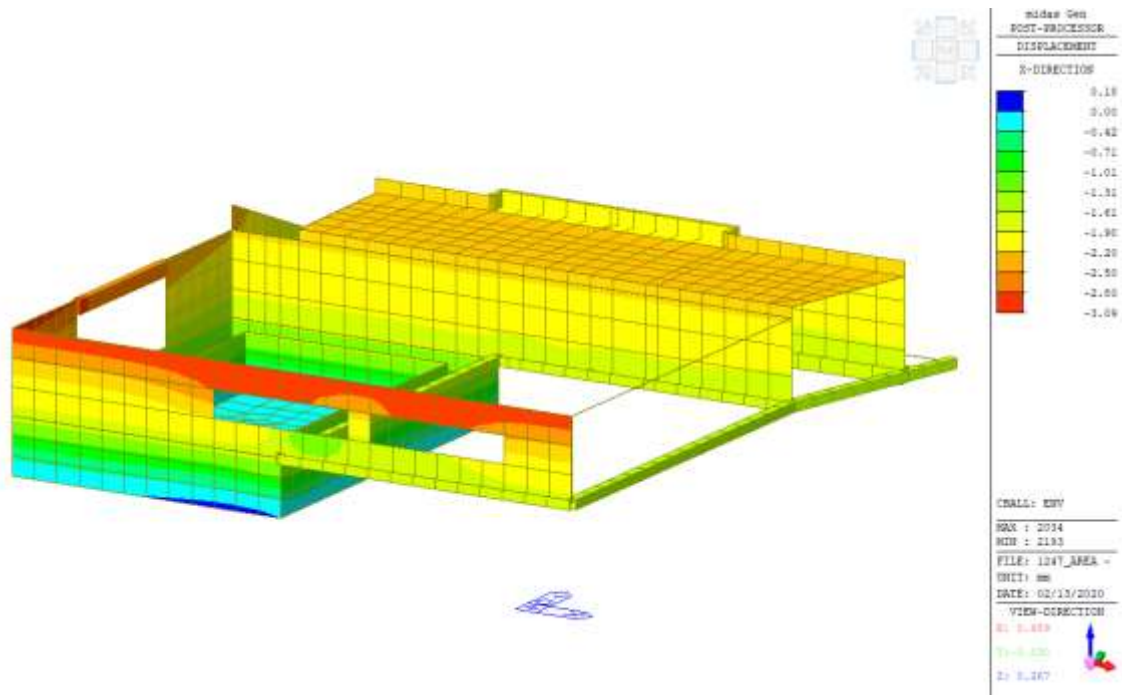
La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5;

La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccatto della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2a_g S/g \leq 1$.

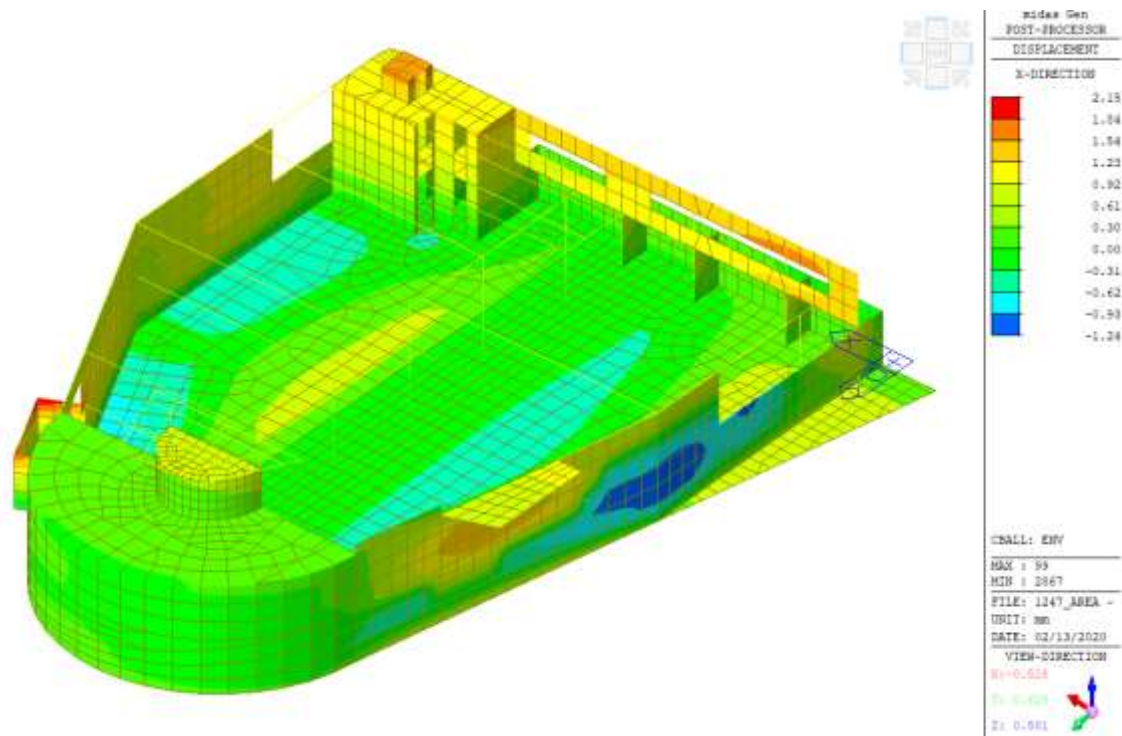
Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per $a_g S/g$; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse. Il presente capoverso non si applica ai ponti.

Se le costruzioni hanno dispositivi d'isolamento sismico e/o dissipazione, particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi e/o giunti, tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

Si riporta di seguito un'immagine che raffigura lo spostamento massimo determinato per lo SLV:



CORPO SECONDARIO E BAR - Spostamento allo SLV dir.X



AUTORIMESSA - Spostamento allo SLV dir.X

$$d_{SLV,C.SECOND.E\ BAR} = d_x \cdot q = 3.1 \cdot 1.5 = 4.65 \text{ mm}$$

$$d_{SLV,AUTORIMESSA} = d_x \cdot q = 1.24 \cdot 1.5 = 1.9 \text{ mm}$$

$$d = (d_{SLV,C.SECOND.E\ BAR} + d_{SLV,AUTORIMESSA}) = (4.65 + 1.9) \cdot 2 = 13.2 \text{ mm}$$

La distanza tra i due edifici non potrà essere inferiore in ogni caso a:

$$d_{limite} = \frac{h}{100} \frac{2 \cdot a_g \cdot S}{g} = \frac{3500}{100} \frac{2 \cdot 0.134g \cdot 1.2}{g} = 11.3 \text{ mm}$$

Con:

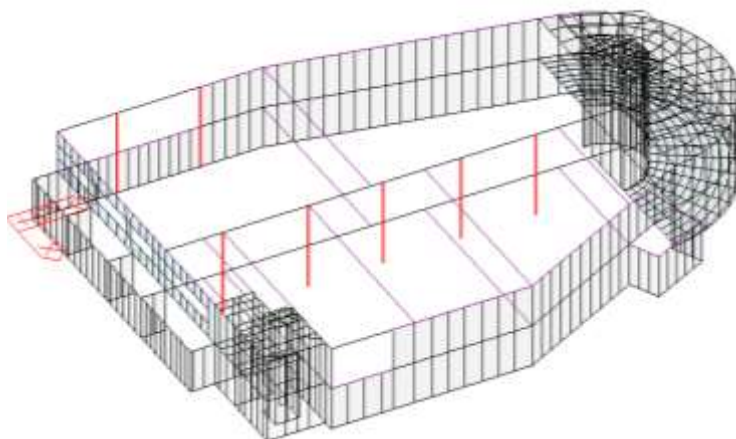
$$\frac{2 \cdot a_g \cdot S}{g} = \frac{2 \cdot 0.134g \cdot 1.2}{g} = 0.322 < 1$$

Il giunto previsto è di 50 mm > 13.2 mm, la verifica è soddisfatta.

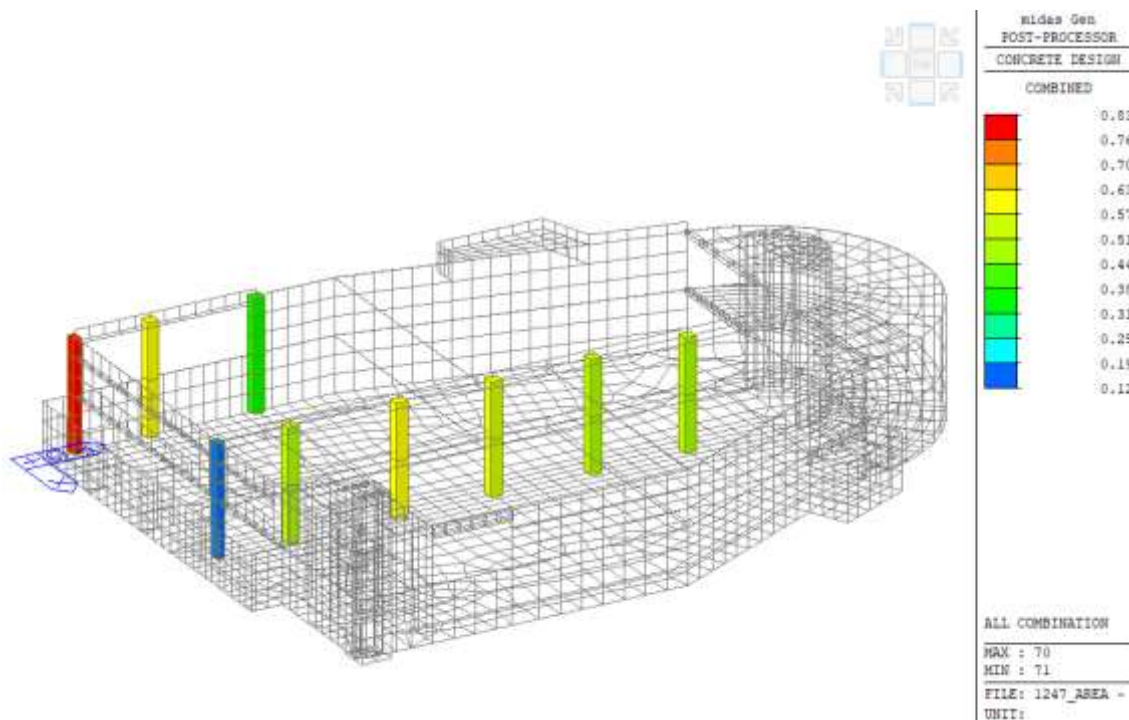
10.6 VERIFICA DELLE COLONNE

Di seguito sono riportate le verifiche in termini di resistenza degli elementi colonne prefabbricate che costituiscono il parcheggio.

10.6.1 AUTORIMESSA



Si riporta di seguito la mappa cromatica indicatrice il tasso di sfruttamento delle colonne in c.a.



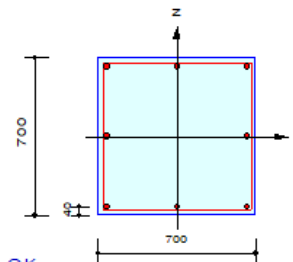
Si riportano di seguito in forma tabellare le verifiche e l'esplicitazione dei pilastri più sollecitati:

[illegible]

PILASTRO PREFABRICATO 70x70

1. Design Condition

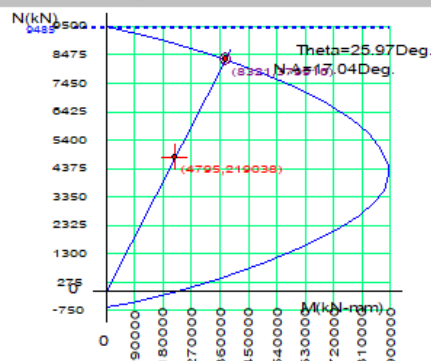
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, mm
Member Number : 72 (PM), 532, 77 (Shear-y,z)
Material Data : $f_{ck} = 0.032$, $f_{yk} = 0.45$, $f_{yw} = 0.45 \text{ kN/mm}^2$
Column Height : 7000 mm
Section Property : Pil 70x70 (No: 2)
Rebar Pattern : 8 - 3 - P16 Ast = 1608 mm² (Rhost = 0.003)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 16 (I)
Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 9485.39 kN
Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 4795.37 / 8320.69 = 0.576 < 1.000 O.K
Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 219038 / 379916 = 0.577 < 1.000 O.K
M_{Edy} / M_{Rdy} = 196925 / 341544 = 0.577 < 1.000 O.K
M_{Edz} / M_{Rdz} = 95907.4 / 166384 = 0.576 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-mm)
9485.39	0.00
8984.56	188371.96
7934.72	472320.58
6718.80	703942.16
5668.73	829893.58
4839.25	882736.51
4376.16	895677.52
3946.19	891072.27
3160.59	849443.92
2157.33	728840.58
968.96	493482.27
-77.56	214055.82
-629.22	0.00

3. Design for Shear

[END]	y : 13 (J)	z : 13 (J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	22.1620 kN	0.71994 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	22.1620 / 427.926 = 0.052	0.71994 / 427.926 = 0.002
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	22.1620 / 332.305 = 0.067	0.71994 / 332.305 = 0.002
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	22.1620 / 1443.96 = 0.015	0.71994 / 1443.96 = 0.000
Shear Ratio	0.052 < 1.000 O.K	0.002 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00067 mm ² /m, 2-P8 @150	0.00067 mm ² /m, 2-P8 @150
[MIDDLE]	y : 13 (1/2)	z : 13 (1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	22.1620 kN	0.71994 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	22.1620 / 427.926 = 0.052	0.71994 / 427.926 = 0.002
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	22.1620 / 332.305 = 0.067	0.71994 / 332.305 = 0.002
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	22.1620 / 1443.96 = 0.015	0.71994 / 1443.96 = 0.000
Shear Ratio	0.052 < 1.000 O.K	0.002 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00067 mm ² /m, 2-P8 @150	0.00067 mm ² /m, 2-P8 @150
[JOINT]	y : (I)	z : (I)
V _{jhd} / V _{js}	0.00000 / 0.00000 = 0.000	0.00000 / 0.00000 = 0.000
Joint Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K
As _j jnt	0.00000 mm ² , Not Use	0.00000 mm ² , Not Use

4. Elastic Bending Moment Capacity (for Non-Dissipative Element)

	y : 37 (I)	z : 37 (I)
Moment (M _{Ed})	112257 kN-mm	64146.9 kN-mm
Elastic Strength (M _{yd})	667241 kN-mm	667241 kN-mm
Check Ratio	0.168 < 1.000 O.K	0.096 < 1.000 O.K
Check Combined Ratio (sqrt((M _{Edy} /M _{yd}) ² + (M _{Edz} /M _{yd}) ²))		0.194 < 1.000 O.K

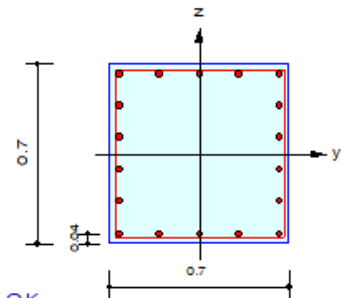
5. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	-	0.00	0.00	0.0000
Concrete (Compression)	68(C)	0.01	0.02	0.3654
	88(Q)	0.01	0.01	0.4387
Rebar	-	0.00	0.00	0.0000
Check Linear Creep	88(Q)	0.01	0.01	Linear Creep

PILASTRO PREFABRICATO 70x70

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 74 (PM), 73, 74 (Shear-y,z)
 Material Data : $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Column Height : 7 m
 Section Property : Pil 70x70 (No : 2)
 Rebar Pattern : 18 - 6 - P20 $A_{st} = 0.005652 \text{ m}^2$ ($R_{hst} = 0.012$)

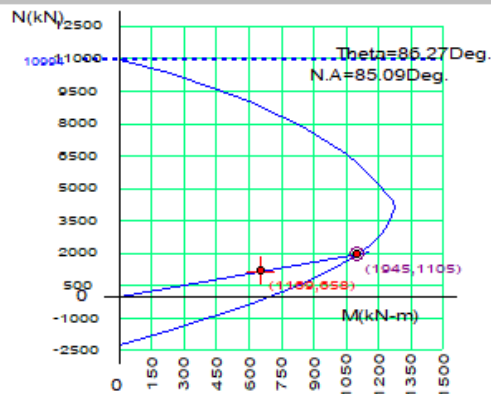


2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 9 (J)

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 10994.5 \text{ kN}$
 Axial Load Ratio $N_{Ed} / N_{Rd} = 1168.84 / 1945.36 = 0.601 < 1.000 \text{ O.K.}$
 Moment Ratio $M_{Ed} / M_{Rd} = 658.289 / 1104.93 = 0.596 < 1.000 \text{ O.K.}$
 $M_{Edy} / M_{Rdy} = 40.9093 / 71.9176 = 0.569 < 1.000 \text{ O.K.}$
 $M_{Edz} / M_{Rdz} = 657.016 / 1102.59 = 0.596 < 1.000 \text{ O.K.}$

M-N Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
10994.50	0.00
9677.04	431.82
8372.77	748.98
7155.67	969.06
6054.77	1116.38
5129.70	1209.89
4589.47	1256.06
4120.15	1274.33
3356.78	1247.91
2374.33	1160.73
1216.59	979.69
-270.91	614.12
-2211.65	0.00

3. Design for Shear

[END]	y : 15 (J)	z : 10 (I)
Applied Shear Force (V_{Ed})	342.536 kN	282.999 kN
Shear Ratio (V_{Ed}/V_{Rdc})	$342.536 / 343.747 = 0.996$	$282.999 / 284.556 = 0.995$
Shear Ratio (V_{Ed}/V_{Rds})	$342.536 / 525.042 = 0.652$	$282.999 / 525.042 = 0.539$
Shear Ratio (V_{Ed}/V_{Rdmax})	$342.536 / 1443.96 = 0.237$	$282.999 / 1443.96 = 0.196$
Shear Ratio	$0.996 < 1.000 \text{ O.K.}$	$0.995 < 1.000 \text{ O.K.}$
Asw-H_Use	$0.00105 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P10 @150	$0.00105 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P10 @150
[MIDDLE]	y : 8 (1/2)	z : 24 (1/2)
Applied Shear Force (V_{Ed})	347.725 kN	74.7510 kN
Shear Ratio (V_{Ed}/V_{Rdc})	$347.725 / 404.799 = 0.859$	$74.7510 / 342.946 = 0.218$
Shear Ratio (V_{Ed}/V_{Rds})	$347.725 / 525.042 = 0.662$	$74.7510 / 525.042 = 0.142$
Shear Ratio (V_{Ed}/V_{Rdmax})	$347.725 / 1443.96 = 0.241$	$74.7510 / 1443.96 = 0.052$
Shear Ratio	$0.859 < 1.000 \text{ O.K.}$	$0.218 < 1.000 \text{ O.K.}$
Asw-H_Use	$0.00105 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P10 @150	$0.00105 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P10 @150
[JOINT]	y : (I)	z : (I)
V_{jhd} / V_{js}	$0.00000 / 0.00000 = 0.000$	$0.00000 / 0.00000 = 0.000$
Joint Ratio	$0.000 < 1.000 \text{ O.K.}$	$0.000 < 1.000 \text{ O.K.}$
Asw_jnt	0.00000 m^2 , Not Use	0.00000 m^2 , Not Use

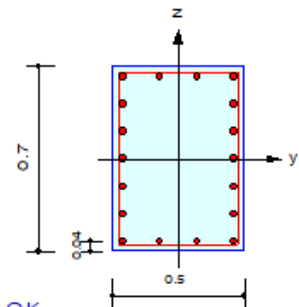
4. Elastic Bending Moment Capacity (for Non-Dissipative Element)

	y : 36 (J)	z : 36 (J)
Moment (M_{Ed})	27.4921 kN-m	464.165 kN-m
Elastic Strength (M_{fyd})	659.351 kN-m	689.729 kN-m
Check Ratio	$0.042 < 1.000 \text{ O.K.}$	$0.673 < 1.000 \text{ O.K.}$
Check Combined Ratio ($\sqrt{(M_{Edy}/M_{fyd})^2 + (M_{Edz}/M_{fyd})^2}$)		$0.674 < 1.000 \text{ O.K.}$

PILASTRO 70x50

1. Design Condition

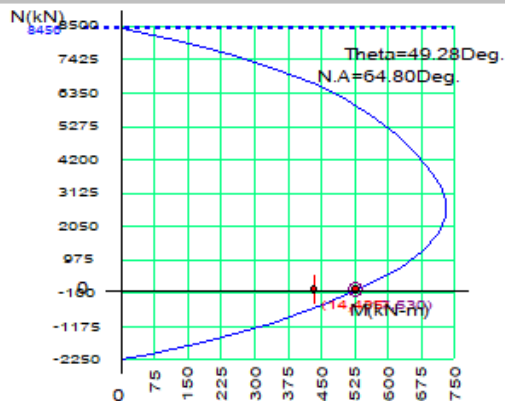
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 70 (PM), 70 (Shear)
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 7 m
 Section Property : Pil 70x50 (No : 14)
 Rebar Pattern : 18 - 7 - P20 Ast = 0.005652 m² (RhoSt = 0.016)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 9 (1/2)
 Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 8455.83 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 14.0538 / 17.0249 = 0.825 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 434.714 / 529.579 = 0.821 < 1.000 O.K
 M_{Edy} / M_{Rdy} = 281.313 / 345.478 = 0.814 < 1.000 O.K
 M_{Edz} / M_{Rdz} = 331.419 / 401.371 = 0.826 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
8455.83	0.00
7891.47	171.91
7147.15	345.81
6127.13	508.68
4982.53	623.37
3986.75	689.24
3403.69	717.42
2869.46	729.93
1867.72	715.80
714.71	626.13
-464.78	455.58
-1610.27	201.73
-2211.65	0.00

3. Design for Shear

[END]	y : 13 (J)	z : 10 (I)
Applied Shear Force (V _{Ed})	237.558 kN	196.066 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	237.558 / 246.415 = 0.964	196.066 / 201.754 = 0.972
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	237.558 / 365.939 = 0.649	196.066 / 525.042 = 0.373
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	237.558 / 1006.40 = 0.236	196.066 / 1031.40 = 0.190
Shear Ratio	0.964 < 1.000 O.K	0.972 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00105 m ² /m, 2-P10 @150	0.00105 m ² /m, 2-P10 @150
[MIDDLE]	y : 21 (1/2)	z : 9 (1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	197.568 kN	182.040 kN
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdc})	197.568 / 198.261 = 0.997	182.040 / 187.098 = 0.973
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rds})	197.568 / 365.939 = 0.540	182.040 / 525.042 = 0.347
Shear Ratio (V _{Ed} /V _{Rdmax})	197.568 / 1006.40 = 0.196	182.040 / 1031.40 = 0.176
Shear Ratio	0.997 < 1.000 O.K	0.973 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00105 m ² /m, 2-P10 @150	0.00105 m ² /m, 2-P10 @150
[JOINT]	y : (I)	z : (I)
V _{jhd} / V _{js}	0.00000 / 0.00000 = 0.000	0.00000 / 0.00000 = 0.000
Joint Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K
Ash _{jnt}	0.00000 m ² , Not Use	0.00000 m ² , Not Use

4. Elastic Bending Moment Capacity (for Non-Dissipative Element)

	y : 38 (J)	z : 38 (J)
Moment (M _{Ed})	24.8020 kN-m	294.655 kN-m
Elastic Strength (M _y d')	495.771 kN-m	406.164 kN-m
Check Ratio	0.050 < 1.000 O.K	0.725 < 1.000 O.K
Check Combined Ratio (sqrt((M _{Edy} /M _y dy) ² + (M _{Edz} /M _y dz) ²))		0.727 < 1.000 O.K

10.7 VERIFICA DELLE TRAVI

Di seguito sono riportate le verifiche degli elementi travi.

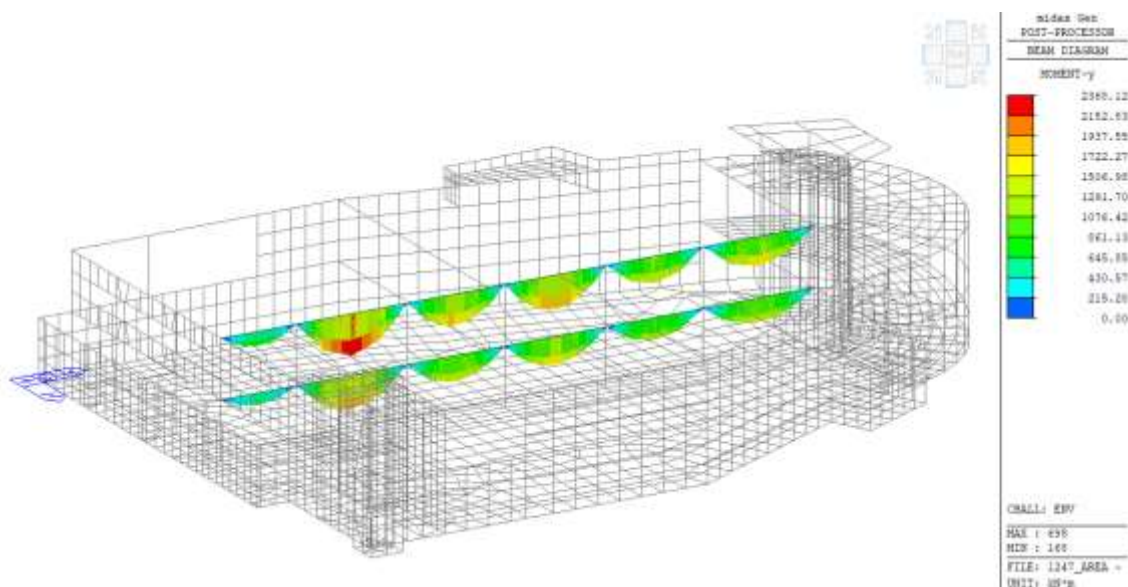
10.7.1 AUTORIMESSA - TRAVI PREFABBRICATE A T – R 90

Di seguito le caratteristiche meccaniche dei trefoli:

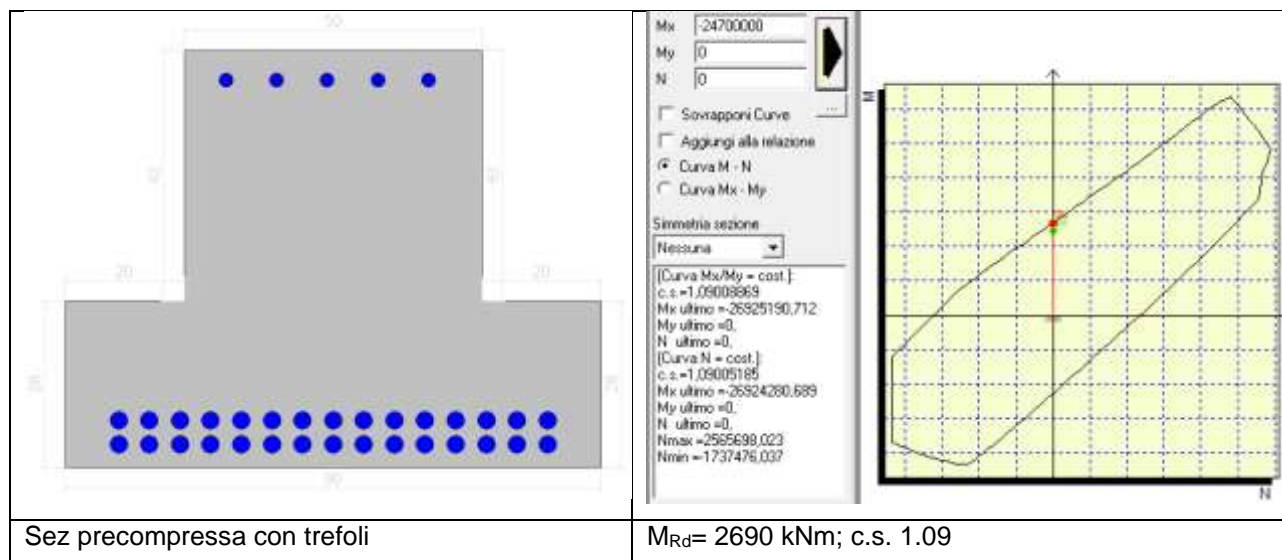
Tab. 11.3.VIII

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli e trecce	Trefoli compattati
Tensione caratteristica al carico massimo f_{ptk} N/mm ²	≥ 1000	≥ 1570	≥ 1860	≥ 1820
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua - scostamento dalla proporzionalità $f_{p0,1k}$ N/mm ²	na	≥ 1420	na	na
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale f_{p1k} N/mm ²	na	na	≥ 1670	≥ 1620
Tensione caratteristiche di snervamento f_{pyk} N/mm ²	≥ 800	na	na	na
Allungamento totale percentuale a carico massimo A_{gt}	$\geq 3,5$	$\geq 3,5$	$\geq 3,5$	$\geq 3,5$

Momento flettente dato dall'involuppo delle combinazioni SLU e SLV:



Si pone il momento sollecitante $M_{sd}=2470$ kNm



La verifica è soddisfatta

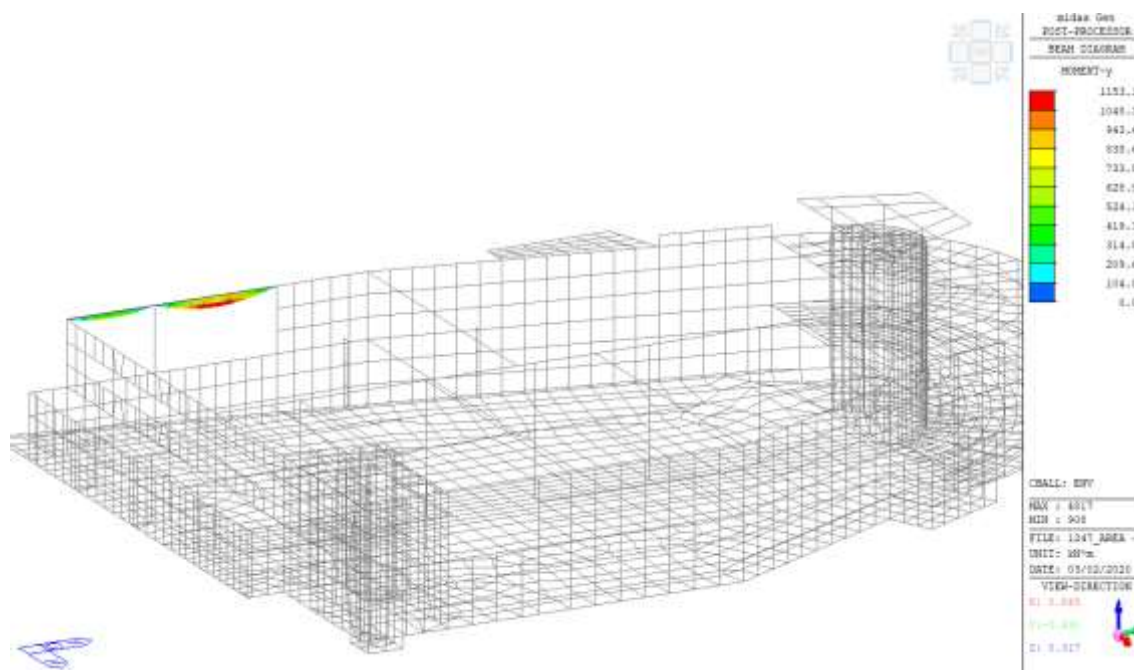
10.7.2 AUTORIMESSA - TRAVI PREFABBRICATE A L – R 90

Di seguito le caratteristiche meccaniche dei trefoli:

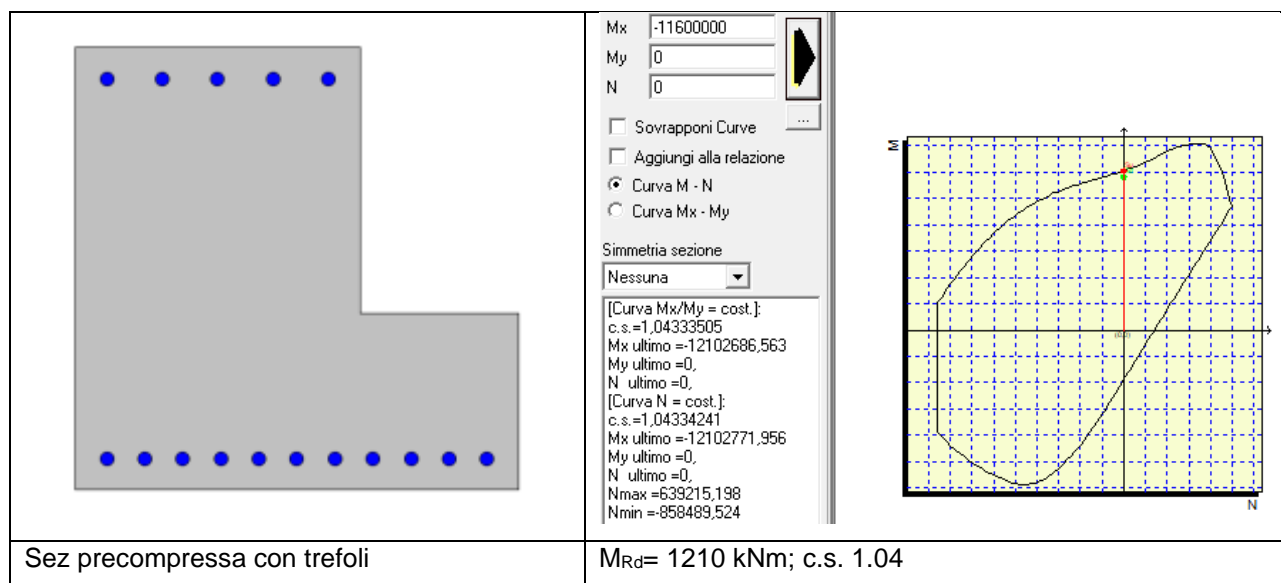
Tab. 11.3.VIII

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli e trecce	Trefoli compattati
Tensione caratteristica al carico massimo f_{pk} N/mm ²	≥ 1000	≥ 1570	≥ 1860	≥ 1820
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua - scostamento dalla proporzionalità $f_{p0,1k}$ N/mm ²	na	≥ 1420	na	na
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale f_{p1k} N/mm ²	na	na	≥ 1670	≥ 1620
Tensione caratteristiche di snervamento f_{yk} N/mm ²	≥ 500	na	na	na
Allungamento totale percentuale a carico massimo A_{gt}	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5

Momento flettente dato dall'involuppo delle combinazioni SLU e SLV:



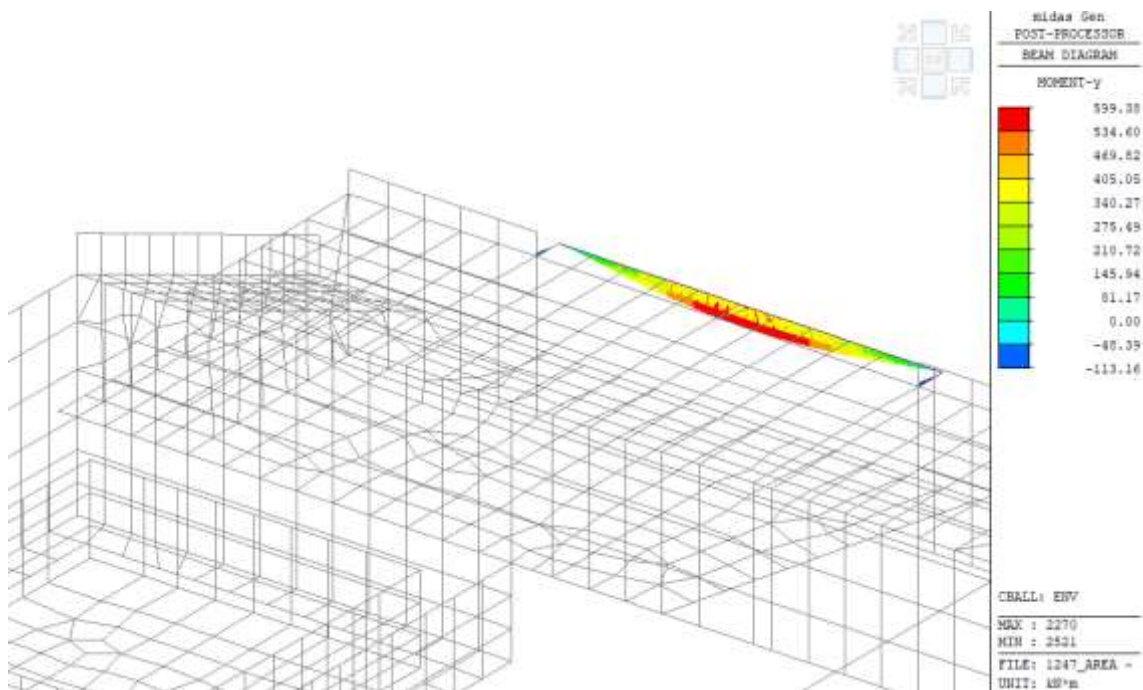
Si pone il momento sollecitante $M_{sd}=1160$ kNm



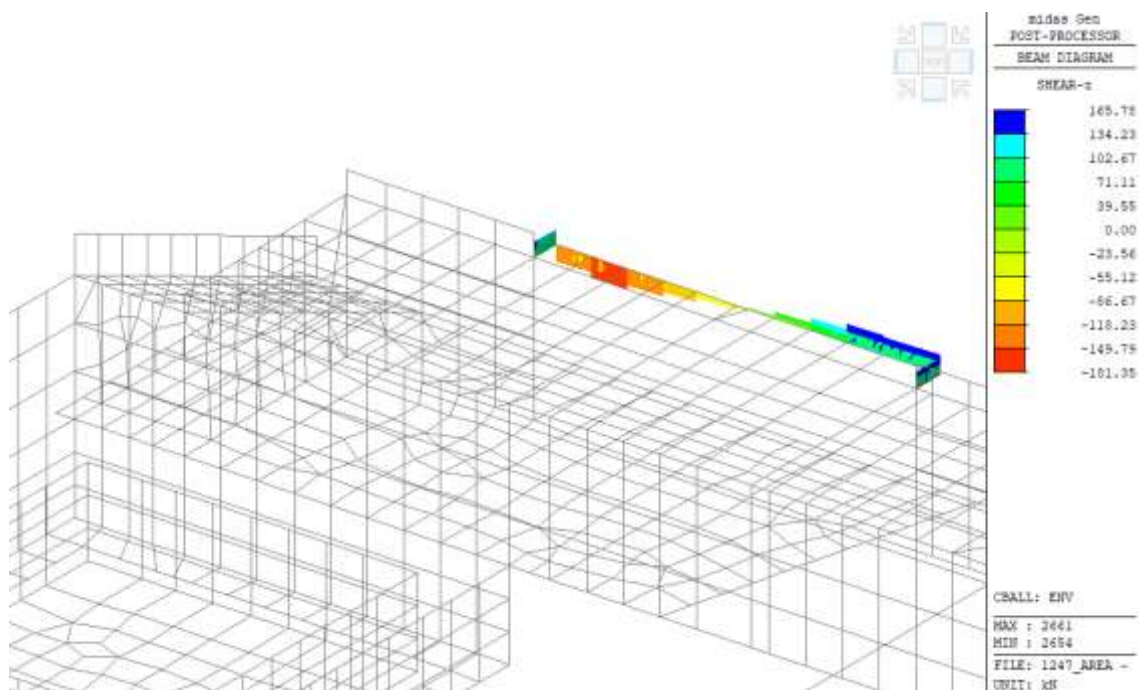
La verifica è soddisfatta

10.7.3 CORPO SECONDARIO E BAR - TRAVE 20x157

Di seguito i diagrammi dell'inviluppo delle sollecitazioni



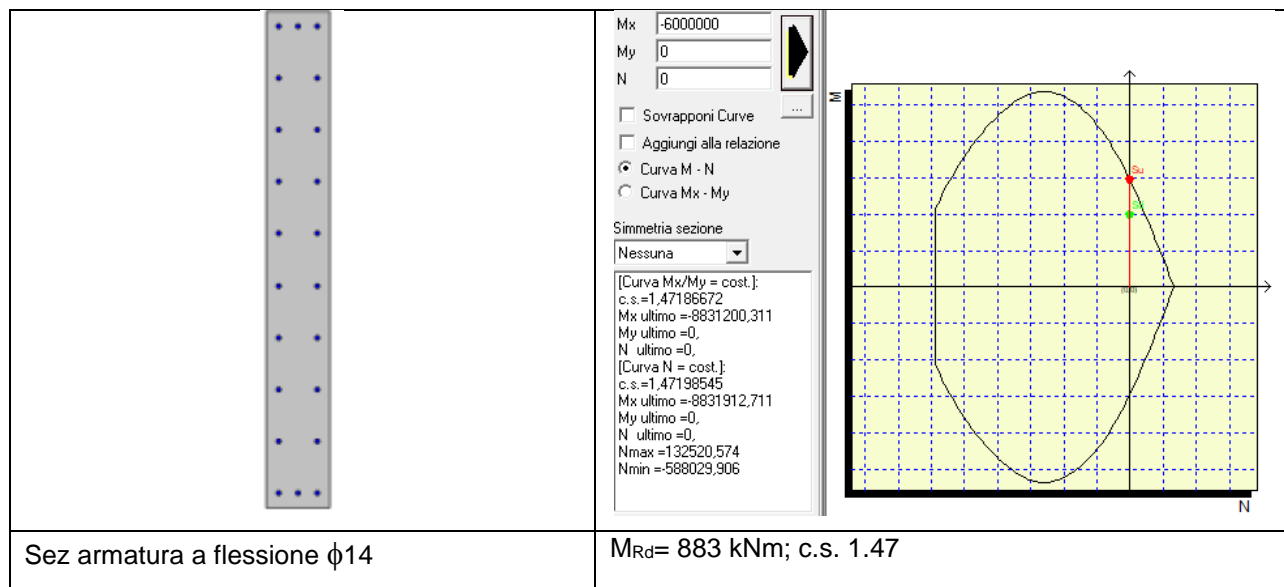
SLU-SLV - Diagramma momento flettente



SLU-SLV - Diagramma del taglio

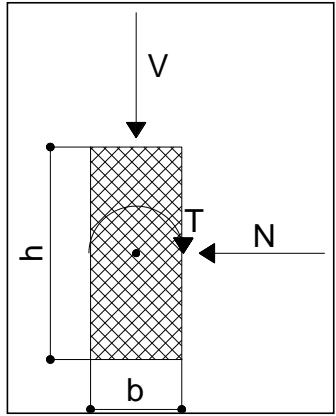
Verifica SLU-SLV

Si pone il momento sollecitante $M_{Sd}=600$ kNm



La verifica è soddisfatta

La verifica per l'armatura a taglio, $\phi 10/200$ è eseguita mediante foglio di calcolo elettronico il quale restituisce:

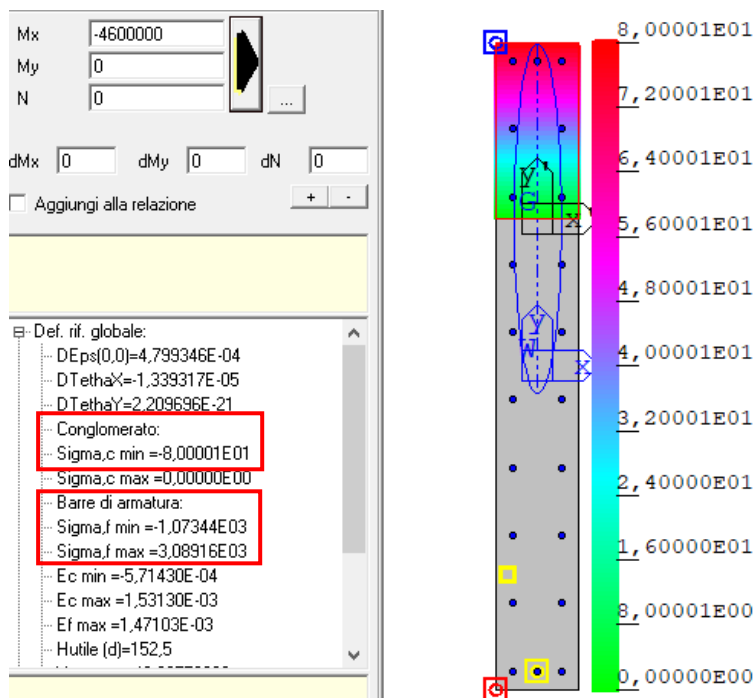
Geometria		Materiali	
b[mm]=	200	fck[Mpa]=	32
h[mm]=	1570	fcd[Mpa]	18.13
copriferro lordo[mm]=	40	fyd[Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	14	Ec[Mpa]=	33091
Numero barre tese =	3	Es[a]=	206000
Diametro armatura compressa[mm]=	14	Azioni	
Numero barre compresse =	3	N[kN]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	10	V[kN]=	185.0
Percentuale armatura verticale/longitudinale	0.0049	T[kNm]=	0
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	10		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	200		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	22		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	0		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	0		
Verifica a taglio			
Vrd[kN]=	125	Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Vrsd[kN]=	1047	Resistenza per rottura armatura a taglio	
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$			
Vrcd[kN]=	867	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$			
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$	867	Verifica superata. C.S. =	4.69

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara è pari a $M_{sd} = 460 \text{ kNm}$



$$\sigma_c = 8 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

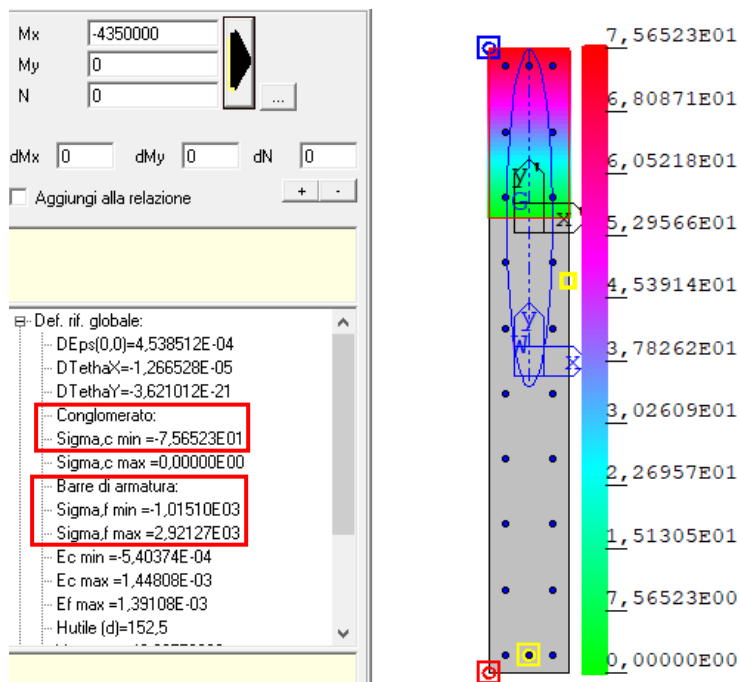
$$\sigma_s = 309 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 435 \text{ kNm}$



$$\sigma_c = 7.5 \text{ MPa} < 11.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 292 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 440 \text{ kNm}$

$$w_k = 0.27 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

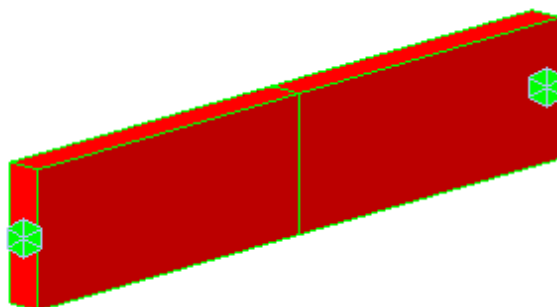
Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 435 \text{ kNm}$

$$w_k = 0.27 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

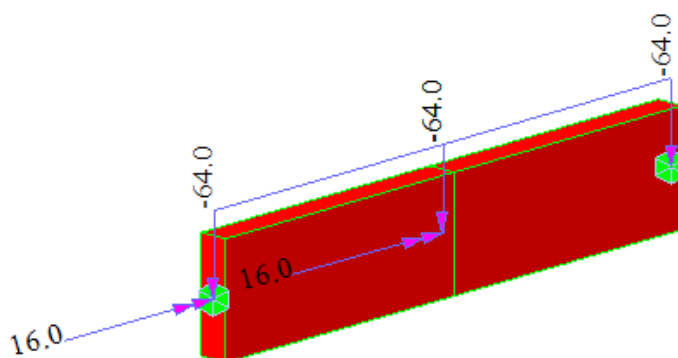
La verifica è soddisfatta

10.7.4 AUTORIMESSA - TRAVI TRAVE PARETE CON MENSOLA

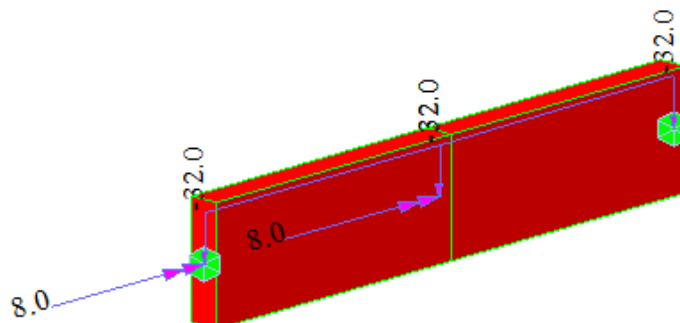
Di seguito il dimensionamento della trave parete in corrispondenza delle mensole, che devono sostenere il solaio alveolare. Di seguito alcune immagini del modello, dei carichi e delle condizioni di vincolo:



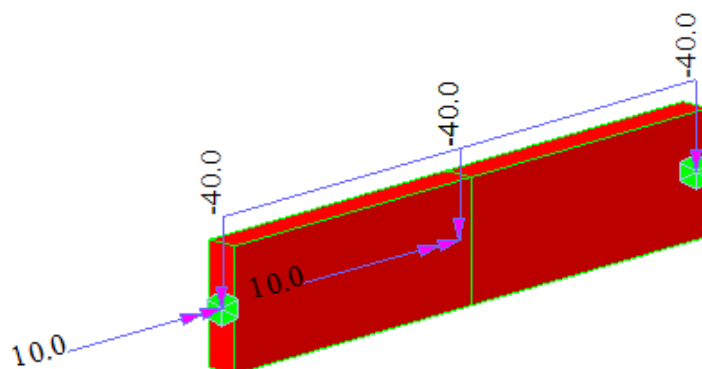
Vincoli



Carichi – PesoProprio



Carichi – Sovraccarico Permanente



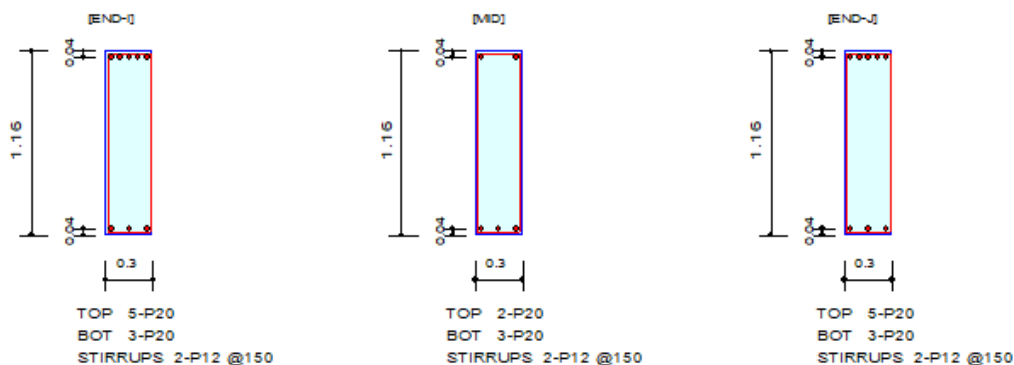
Carichi – Sovraccarico Accidentale

Di seguito le verifiche

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	T 30x116 (Autorimessa) (No : 2)	Beam Span	3m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M _{Ed})	588.33	202.24	588.33
Factored Strength (M _{Rd})	663.59	268.27	663.59
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.8866	0.7539	0.8866
Neutral Axis (x/d)	0.0664	0.0389	0.0664
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M _{Ed})	294.16	239.01	294.16
Factored Strength (M _{Rd})	399.25	400.16	399.25
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.7368	0.5973	0.7368
Neutral Axis (x/d)	0.0419	0.0508	0.0419
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0016	0.0006	0.0016
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0009	0.0009	0.0009

4. Shear Capacity

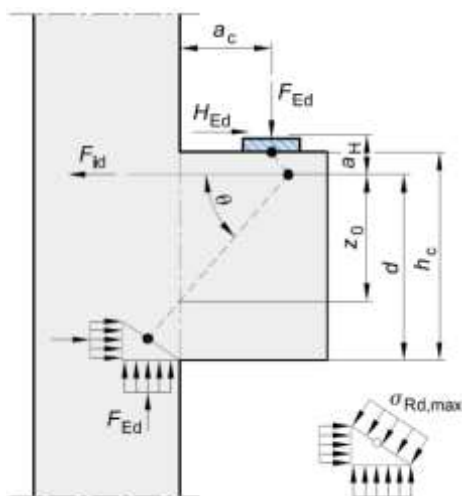
	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (V _{Ed})	588.33	441.25	588.33
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	141.31	119.18	141.31
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	594.28	594.28	594.28
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	1370.88	1370.88	1370.88
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0015	0.0015	0.0015
Using Stirrups Spacing	2-P12 @150	2-P12 @150	2-P12 @150
Shear Ratio by Conc	4.1635	3.7022	4.1635
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	0.9900	0.7425	0.9900
Check Ratio	0.9900	0.7425	0.9900

10.8 VERIFICA DELLE MENSOLE

10.8.1 AUTORIMESSA - MENSOLE PILASTRI – R 90

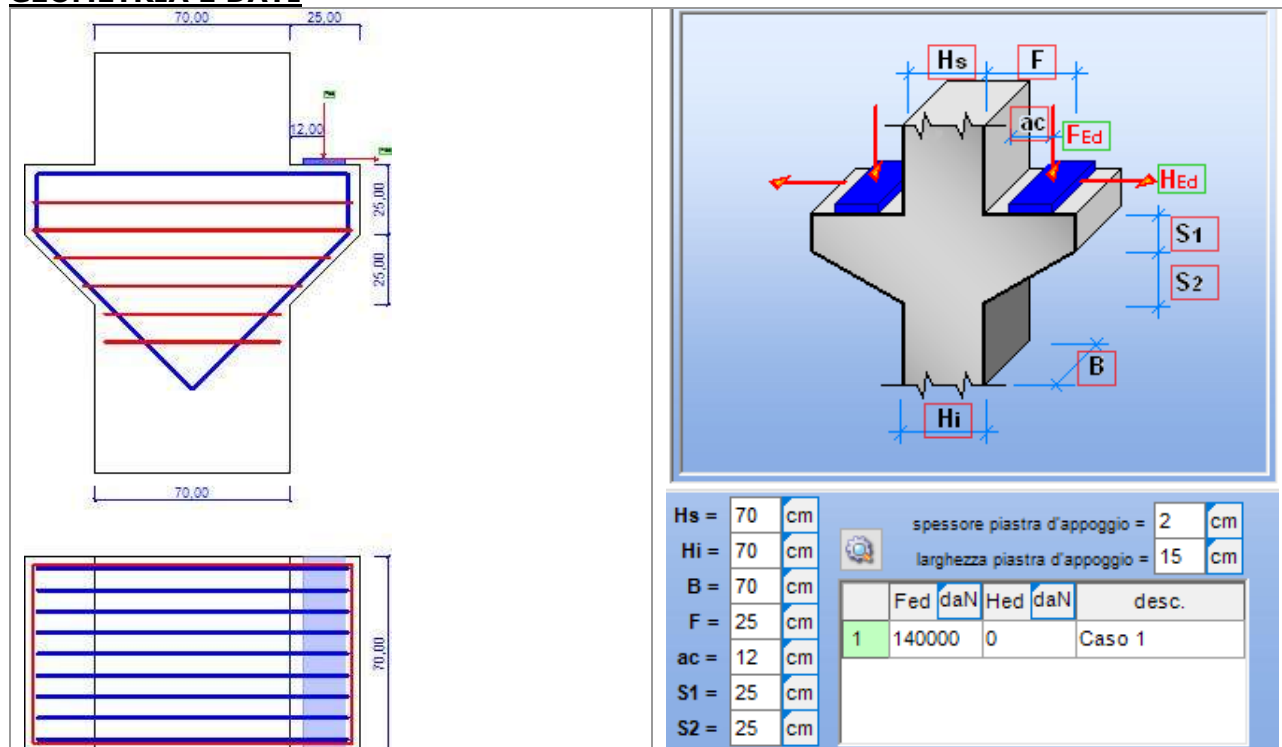
Di seguito il dimensionamento delle mensole sui pilastri prefabbricati:

SIMBOLOGIA E RIFERIMENTI NORMATIVI



- Controlli -	- Conseguenze -
(1) $1 < \operatorname{tg} \theta \leq 2.5$ (2) $a_c \leq 0.5 h_c$ (3) $a_c > 0.5 h_c$ $\sigma_{cls} < f_{cd}$ $\sigma_{acc} < f_{yd}$ $\sigma_{cls-piattina} < f_{cd}$	condizione necessaria per poter applicare questo modello staffe orizzontali in misura: $A_{so} \geq k_1 A_{fp}$ (A_{so} = area staffe orizzontali, A_{fp} = area ferri principali, $k_1 = 0.25$) staffe verticali in misura: $A_{sv} \geq k_2 F_{ed}/f_{yd}$ (A_{sv} = area staffe verticali, $k_2 = 0.5$) verifica puntone verifica tirante verifica cls sotto la piattina di carico

GEOMETRIA E DATI



Geometria:

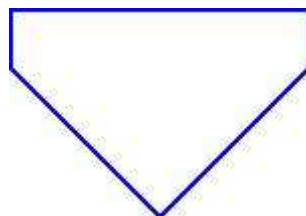
- H_s = 70 (larghezza pilastro superiore)
- H_i = 70 (larghezza pilastro inferiore)
- F = 25 (sbalzo mensola)
- a_c = 12 (distanza forza applicata dal filo interno del pilastro superiore)
- S_1 = 25 (altezza mensola principale)
- S_2 = 25 (altezza rastremazione mensola)
- B = 70 (profondità della mensola e dei pilastri)
- Piattina di carico: spessore = 2 cm, larghezza = 15 cm

Dati fissi e calcolati:

A_{fp} = 18,1cm² (area acciaio ferro principale)
 A_{so} = 9cm² (area staffe orizzontali presenti nell'altezza (h_c) della mensola)
 A_{sv} = 0.0 cm² (area staffe verticali)
 A_c = 3500 cm² (area cls per verifica al taglio)

ARMATURA

FERRO PRINCIPALE:



- numero = 9
- \varnothing = 1,6 cm
- "rientro" in % = 50 %

STAFFE ORIZZONTALI:



- numero = 6
- $\varnothing = 1,2$ cm
- passo = 10 cm

VERIFICHE

LUNGHEZZA MENSOLA:

- $a_c \leq 0.5 * h_c$ ($12 \leq 25$)
- occorre verificare la presenza di staffe chiuse orizzontali:
- $A_{so} \geq k_1 * A_{fp}$: ($9 \geq 4,5$) **Verificato**
- non occorre verificare la presenza di staffe chiuse verticali.

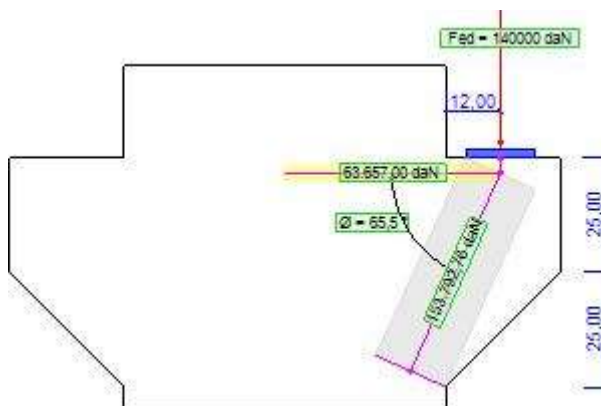
VERIFICHE SINGOLI SESTETTI:

Simboli :

F_{ed} = forza verticale [daN]; H_{ed} = forza orizzontale [daN]; F_p = puntone [daN]; F_t = tirante [daN]

Sest.1 (Caso 1)

Verificato



- $F_{ed} = 140000$ daN
- $H_{ed} = 0$ daN
- $F_p = 153792,8$ daN (puntone)
- $F_t = 63657$ daN (tirante)
- $V_{rd} = 16917,8$ daN
- $1 < \tan \varnothing \leq 2.5$ ($1 < 2,2 \leq 2.5$) **Verificato**
- $\sigma_{cls} < f_{cd}'$ ($130,7 < 181,3$) **Verificato**
- $\sigma_{cls-pattina} < f_{cd}'$ ($133,3 < 181,3$) **Verificato**
- $\sigma_{acc} < f_{yd}$ ($3517,8 < 3913$) **Verificato**
- staffe verticali = non necessarie ($a_c < 0.5 h_c$)

RIASSUNTO VERIFICHE:

Tabella riassuntiva Verifiche: (si riportano solo i sestetti che hanno generato i valori più gravosi)

Se.	Descr.	F_{ed}	H_{ed}	V_{rd}	$\tan \varnothing$ (geom.)	σ_{cls} (puntone)	σ_{acc} (tirante)	A_{so} (min)	A_{sv} (min)	σ_{cls} (piattina)	Ver
1	Caso 1	140000	0	16918	2,2!	130,7!	3517,8!	4,5	0.0(*)	133,3!	SI

(*) = valore aggiunto per completezza ma non richiesto per questa verifica.

! = indice del valore più gravoso

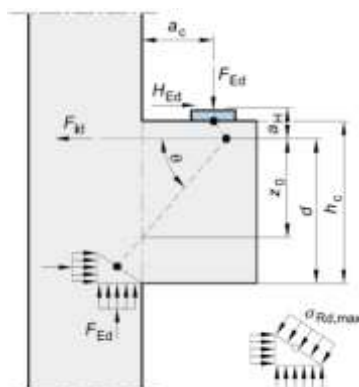
Verde = verifica superata

Rosso = verifica Non superata

10.8.2 MENSOLE PARETI – R 90

Di seguito il dimensionamento delle mensole sulle pareti:

SIMBOLOGIA E RIFERIMENTI NORMATIVI



- Controlli -	- Conseguenze -
(1) $1 < \tan \theta \leq 2.5$	condizione necessaria per poter applicare questo modello
(2) $a_c \leq 0.5 h_c$	staffe orizzontali in misura: $A_{so} \geq k_1 A_{fp}$ (Aso = area staffe orizzontali, Afp = area ferri principali, $k_1 = 0.25$)
(3) $a_c > 0.5 h_c$	staffe verticali in misura: $A_{sv} \geq k_2 F_{Ed}/f_{yd}$ (Asv = area staffe verticali, $k_2 = 0.5$)
$\sigma_{cls} < f_{cd}$	verifica puntone
$\sigma_{acc} < f_{yd}$	verifica tirante
$\sigma_{cls-piattina} < f_{cd}$	verifica cls sotto la piastrina di carico

GEOMETRIA E DATI

Hs =	30	cm	spessore piastrina d'appoggio =		2	cm
Hi =	30	cm	larghezza piastrina d'appoggio =		15	cm
B =	100	cm				
F =	20	cm				
ac =	10	cm				
S1 =	25	cm				
S2 =	15	cm				

	Fed	kN	Hed	kN	desc.
1	195		0		Caso 1

Geometria:

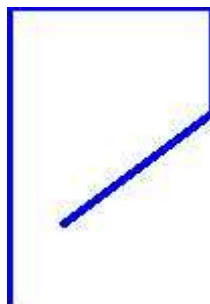
- $H_s = 30$ (larghezza pilastro superiore)
- $H_i = 30$ (larghezza pilastro inferiore)
- $F = 20$ (sbalzo mensola)
- $a_c = 10$ (distanza forza applicata dal filo interno del pilastro superiore)
- $S_1 = 25$ (altezza mensola principale)
- $S_2 = 15$ (altezza rastremazione mensola)
- $B = 100$ (profondità della mensola e dei pilastri)
- Piattina di carico: spessore = 2 cm, larghezza = 15 cm

Dati fissi e calcolati:

- $A_{fp} = 10,1 \text{ cm}^2$ (area acciaio ferro principale)
 $A_{so} = 6,8 \text{ cm}^2$ (area staffe orizzontali presenti nell'altezza (h_c) della mensola)
 $A_{sv} = 0.0 \text{ cm}^2$ (area staffe verticali)
 $A_c = 4000 \text{ cm}^2$ (area cls per verifica al taglio)

ARMATURA

FERRO PRINCIPALE:



- numero = 5
- $\varnothing = 1,6 \text{ cm}$
- "rientro" in % = 50 %

STAFFE ORIZZONTALI:



- numero = 5
- $\varnothing = 1,2 \text{ cm}$
- passo = 10 cm

VERIFICHE

LUNGHEZZA MENSOLA:

- $a_c \leq 0.5 * h_c$ ($10 \leq 20$)
- occorre verificare la presenza di staffe chiuse orizzontali:
 $A_{so} \geq k_1 * A_{fp}$: **(6,8 \geq 2,5) Verificato**
 - non occorre verificare la presenza di staffe chiuse verticali.

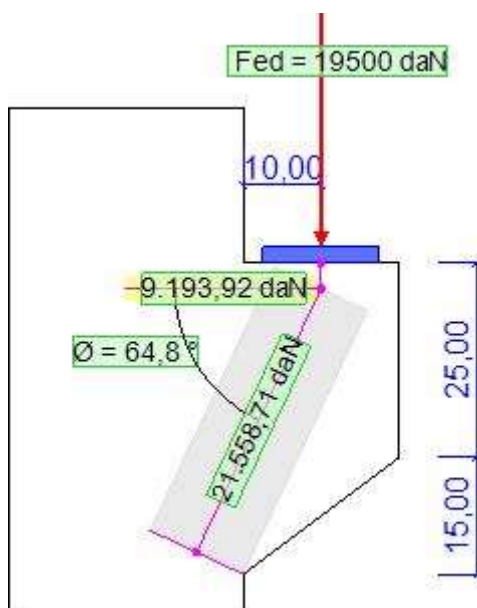
VERIFICHE SINGOLI SESTETTI:

Simboli:

F_{ed} = forza verticale [daN]; H_{ed} = forza orizzontale [daN]; F_p = puntone [daN]; F_t = tirante [daN]

Sest.1 (Caso 1)

Verificato



- $F_{ed} = 19500 \text{ daN}$
- $H_{ed} = 0 \text{ daN}$
- $F_p = 21558,7 \text{ daN}$ (puntone)
- $F_t = 9193,9 \text{ daN}$ (tirante)
- $V_{rd} = 15978,7 \text{ daN}$

- $1 < \text{tg } \varnothing \leq 2.5$ ($1 < 2,1 \leq 2.5$) **Verificato**
- $\sigma_{cls} < f_{cd}'$ ($16,3 < 188,1$) **Verificato**
- $\sigma_{cls-pattina} < f_{cd}'$ ($13 < 188,1$) **Verificato**
- $\sigma_{acc} < f_{yd}$ ($914,5 < 3913$) **Verificato**
- staffe verticali = non necessarie ($ac < 0.5 \text{ hc}$)

RIASSUNTO VERIFICHE:

Tabella riassuntiva Verifiche: (si riportano solo i sestetti che hanno generato i valori più gravosi)

Se.	Descr.	Fed	Hed	Vrd	tg Ø (geom.)	σ_{cls} (puntone)	σ_{acc} (tirante)	Aso (min)	Asv (min)	σ_{cls} (piattina)	Ver si/no
1	Caso 1	19500	0	15979	2,1!	16,3!	914,5!	2,5	0.0(*)	13!	SI

(*) = valore aggiunto per completezza ma non richiesto per questa verifica.

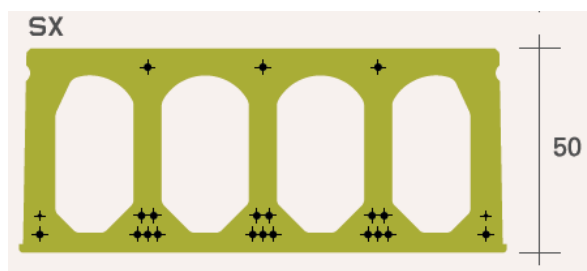
! = indice del valore più gravoso

Verde = verifica superata

Rosso = verifica Non superata

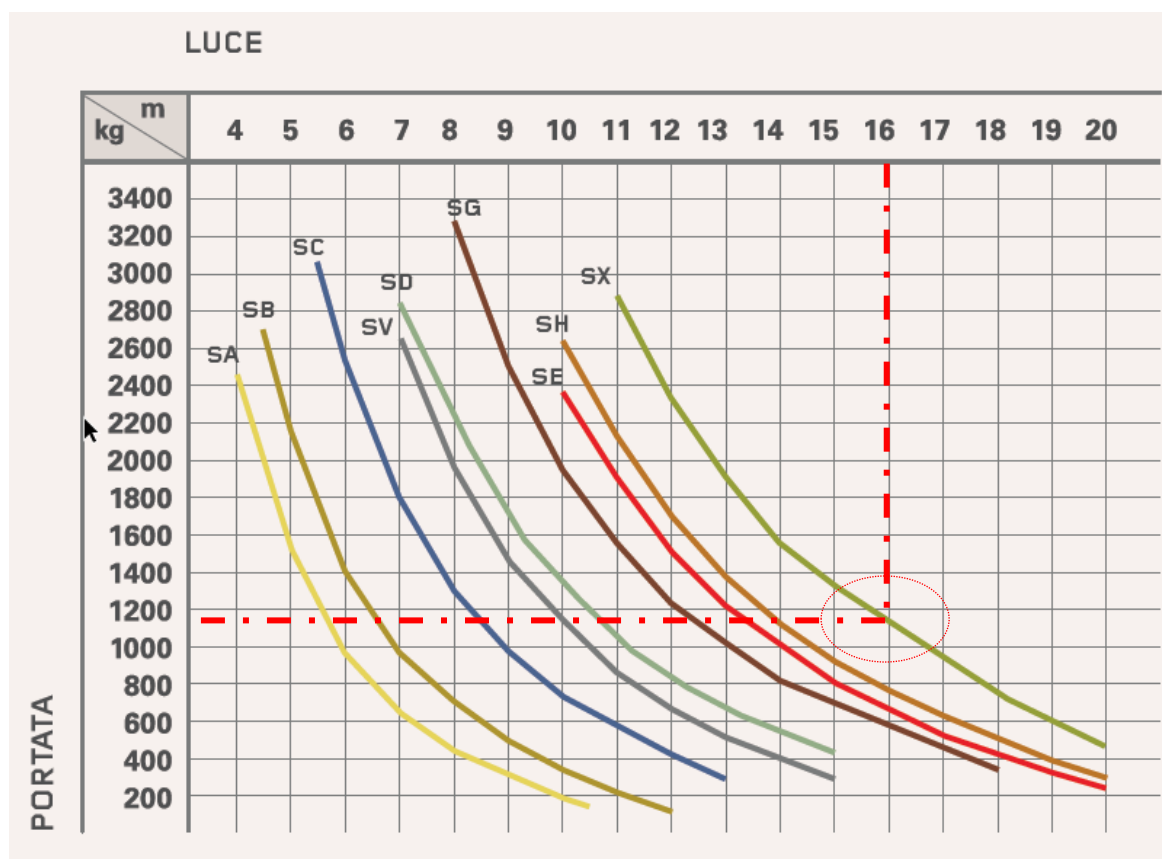
10.9 SOLAI ALVEOLARI – R 90

Si riporta l'analisi dei carichi e la portata degli Alveolari H=50cm (Tipo SX)



Massimo carico in Copertura

Peso cappa sp=60 mm	$p_1 =$	1.50	kN/m ²
Sovraccarico permanente (Zona pedonale, impianti, imp.)	$p_2 =$	3.40	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Cat. C4).....	$q_1 =$	5.00	kN/m ²
Carico complessivo	T =	9.90	kN/m²



Risulta una portata degli alveolari, su una luce di 16.00m, pari a 1100 kg/mq (11 kN/mq) maggiore di 9.90kN/mq.

10.10 FONDAZIONI

Si riporta il dimensionamento delle platee di fondazione in C.A. Le verifiche sono condotte agli SLU e agli SLE nel rispetto delle norme vigenti.

Verifiche agli SLE-Tensioni

La verifica delle tensioni di esercizio della soletta viene condotta agli stati limite di esercizio (SLE) considerando la combinazione rara e quella quasi permanente, verificando che le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio rispettino le seguenti limitazioni:

Combinazione RARA:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

Combinazione QUASI PERMANENTE:

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 25 = 11.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE - Fessurazione

La verifica di fessurazione della soletta viene condotta agli stati limite di esercizio (SLE) considerando la condizione ambientale ordinaria corrispondente alla combinazione frequente e quasi permanente con apertura delle fessure di ampiezza massima pari a:

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	≤ w ₂	apertura fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁

c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

w₁ = 0,2 mm

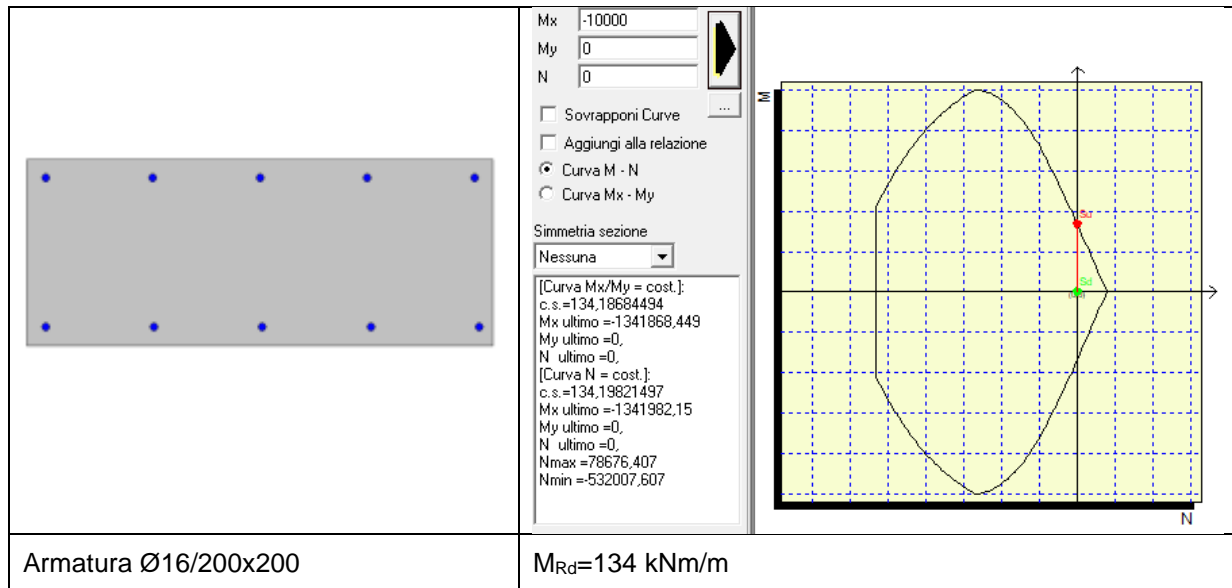
w₂ = 0,3 mm

w₃ = 0,4 mm

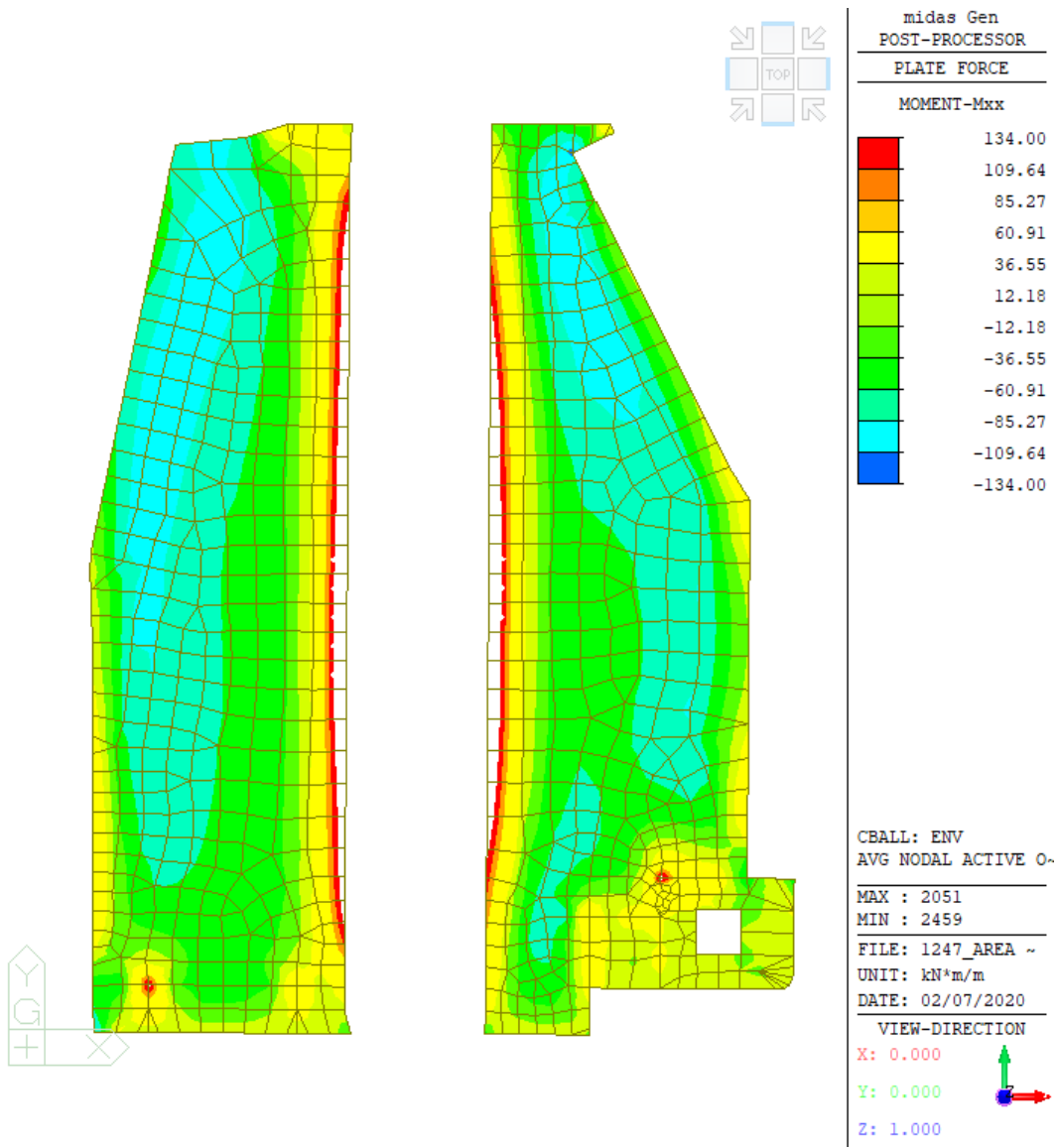
10.10.1 AUTORIMESSA - VERIFICA PLATEA SP=400 mm

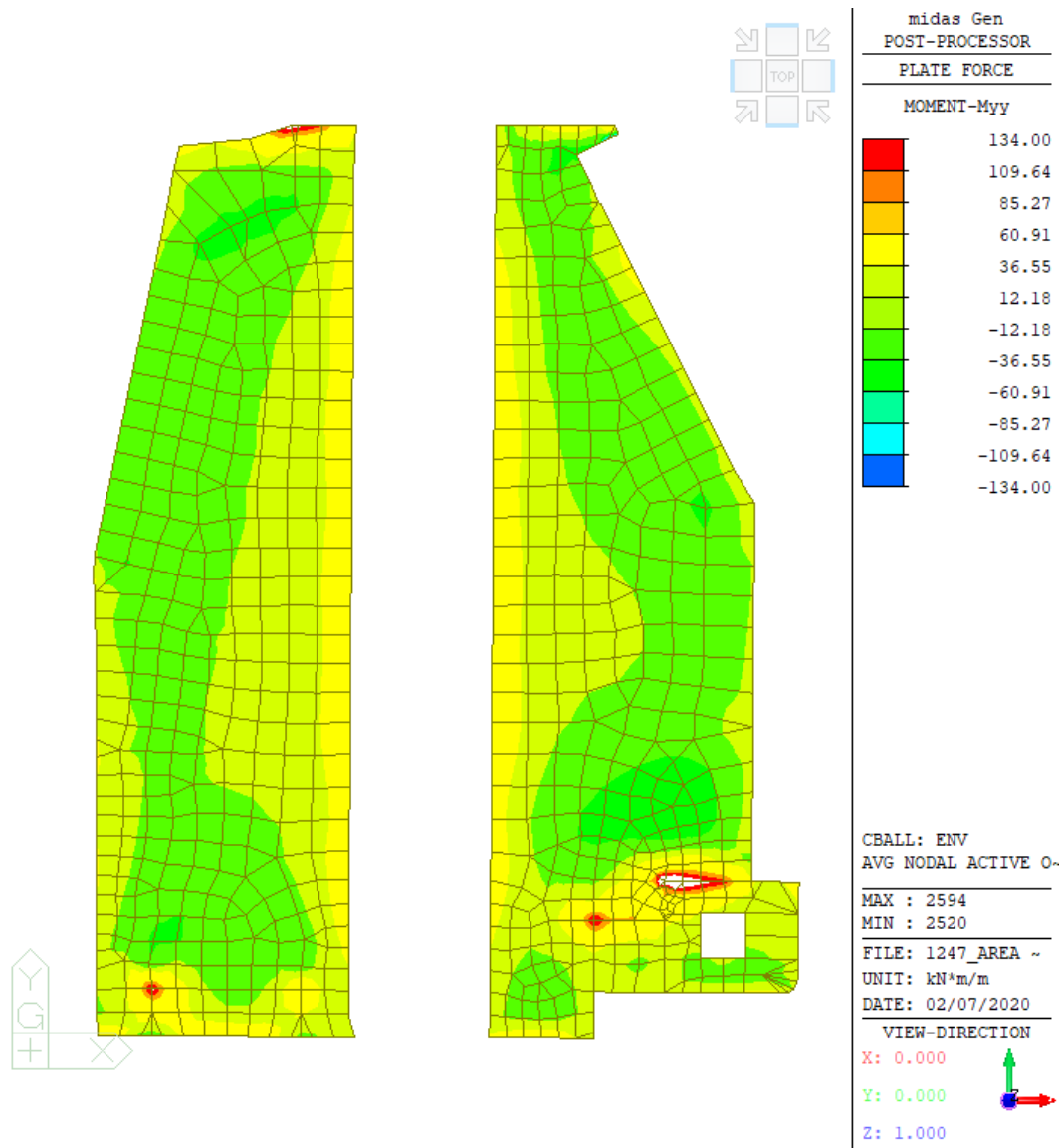
Verifica SLU-SLV

Il dimensionamento della platea e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura Ø16/200x200 superiore ed inferiore la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.





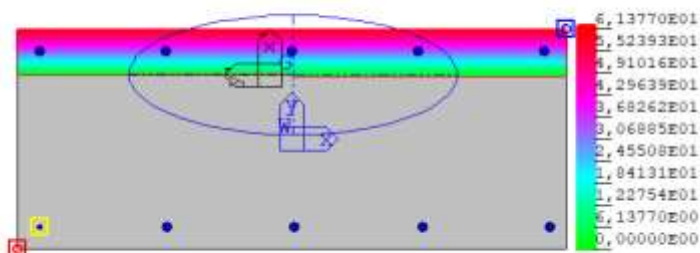
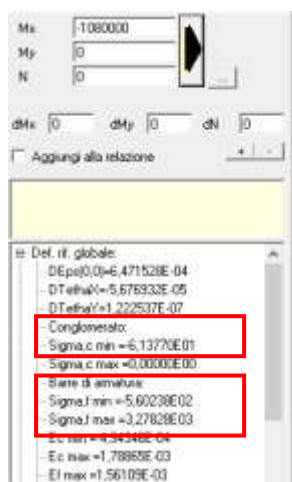
Involuppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 16/200 \times 200$ sup./inf.

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara è pari a $M_{sd} = 108 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 6.2 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

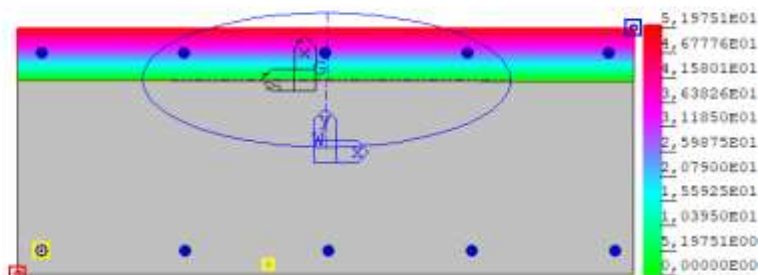
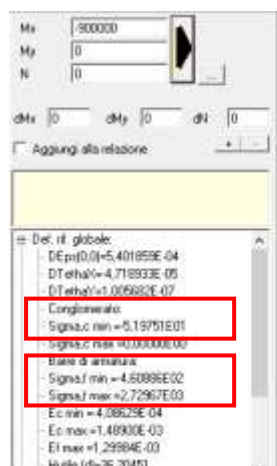
$$\sigma_s = 330 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 90 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 5.2 \text{ MPa} < 11.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 273 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

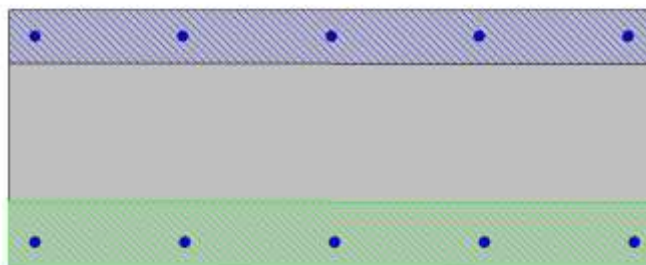
Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 103 \text{ kNm/m}$

Mx	1030000
My	0
N	0
Es/Ec	15
Passo (cm)	0.5
Beta 1	1
K 1	0.8
K 2	0.5
fc	25.6
fc,cr	25.6
Copertura	2.2
Intervento	23.25
fc,cr	24.8

☐ DM 96 ☒ EC2

☐ Aggiungi alla relazione

Acc. eff = 1015.6 cmq
 As. eff = 10.1 cmq
 W/m = 0.2563 mm
 W/d = W/m = 0.3563 mm
 Srs = 371.5 mm
 Eps = 0.000998
 Copertura = 2.2
 Intervento = 23.3
 Sollecitazioni di rottura con fc,cr 25.6
 Mx = 780847.7 daNcm
 My = 0 daNcm
 N = 0 daN



$$w_k = 0.36 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

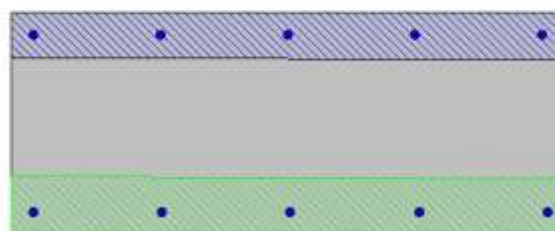
Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 90 \text{ kNm/m}$

Mx	900000
My	0
N	0
Es/Ec	15
Passo (cm)	0.5
Beta 1	1
K 1	0.8
K 2	0.5
fc	25.6
fc,cr	25.6
Copertura	2.2
Intervento	23.25
fc,cr	32.0

☐ DM 96 ☒ EC2

☐ Aggiungi alla relazione

Acc. eff = 1015.6 cmq
 As. eff = 10.1 cmq
 W/m = 0.2891 mm
 W/d = W/m = 0.2891 mm
 Srs = 371.5 mm
 Eps = 0.0007774
 Copertura = 2.2
 Intervento = 23.3
 Sollecitazioni di rottura con fc,cr 25.6
 Mx = 780847.7 daNcm
 My = 0 daNcm
 N = 0 daN

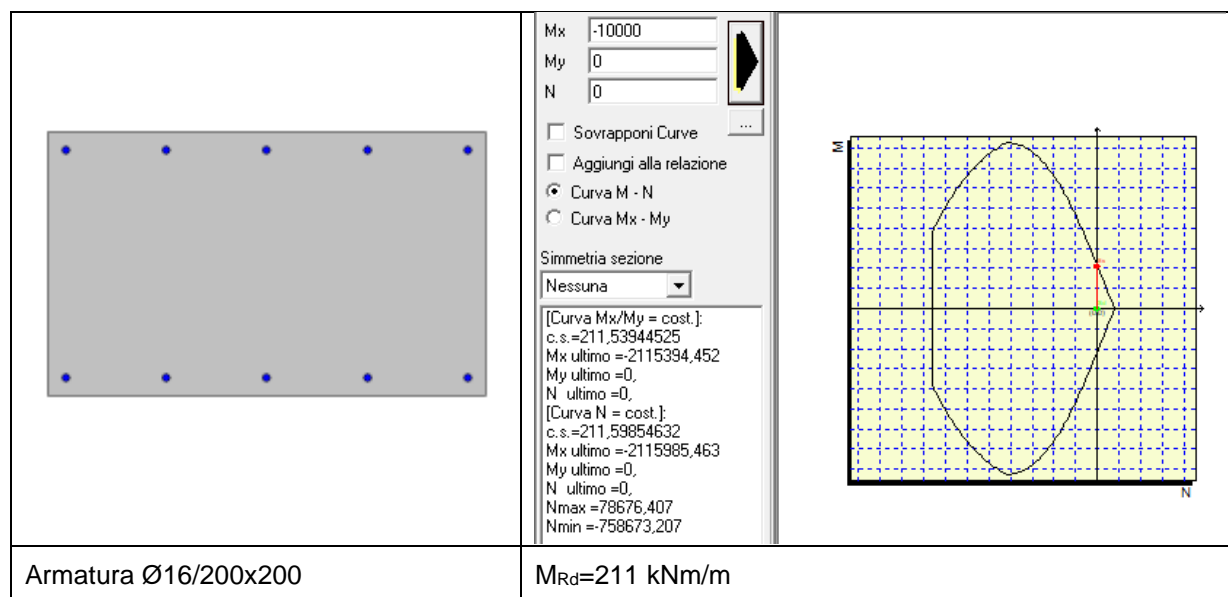


$$w_k = 0.29 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

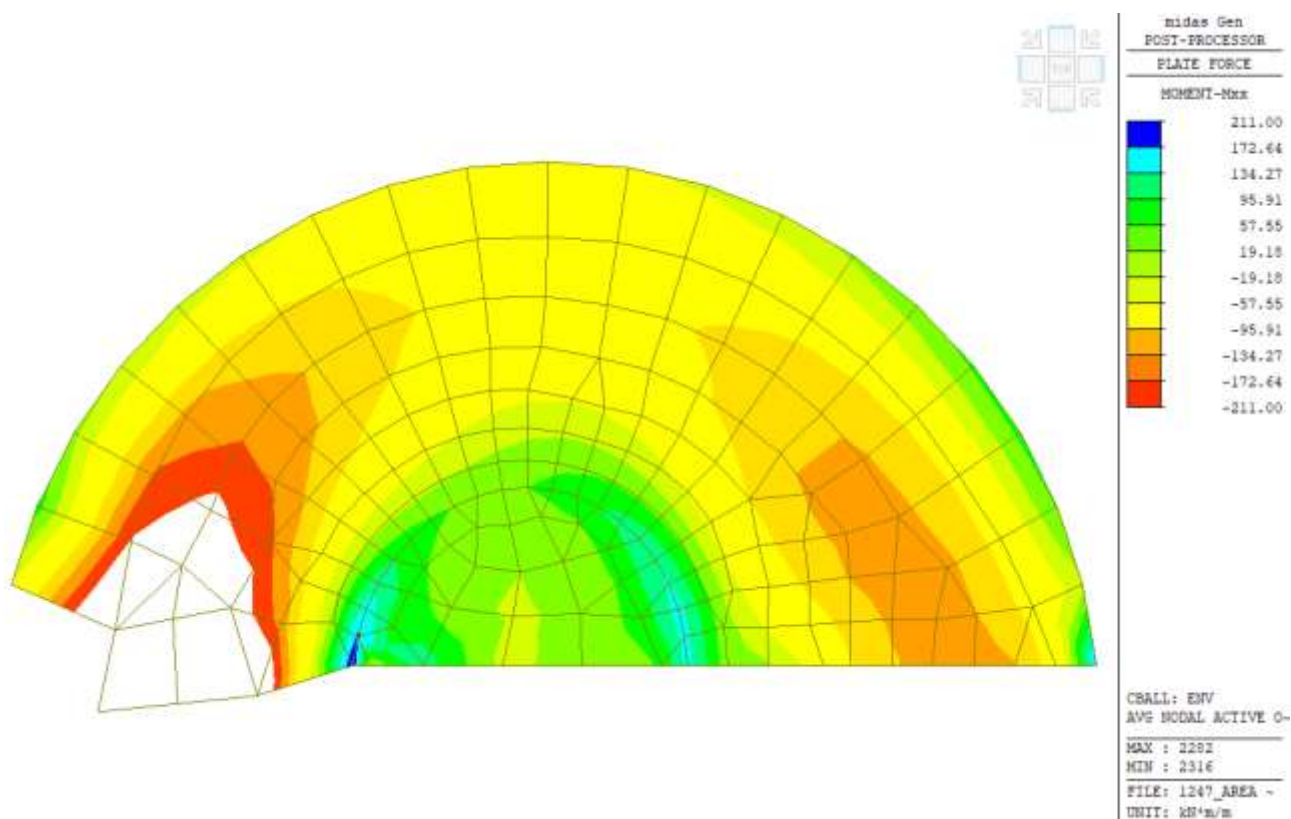
10.10.2 AUTORIMESSA - VERIFICA PLATEA SP=600 mm

Verifica SLU-SLV

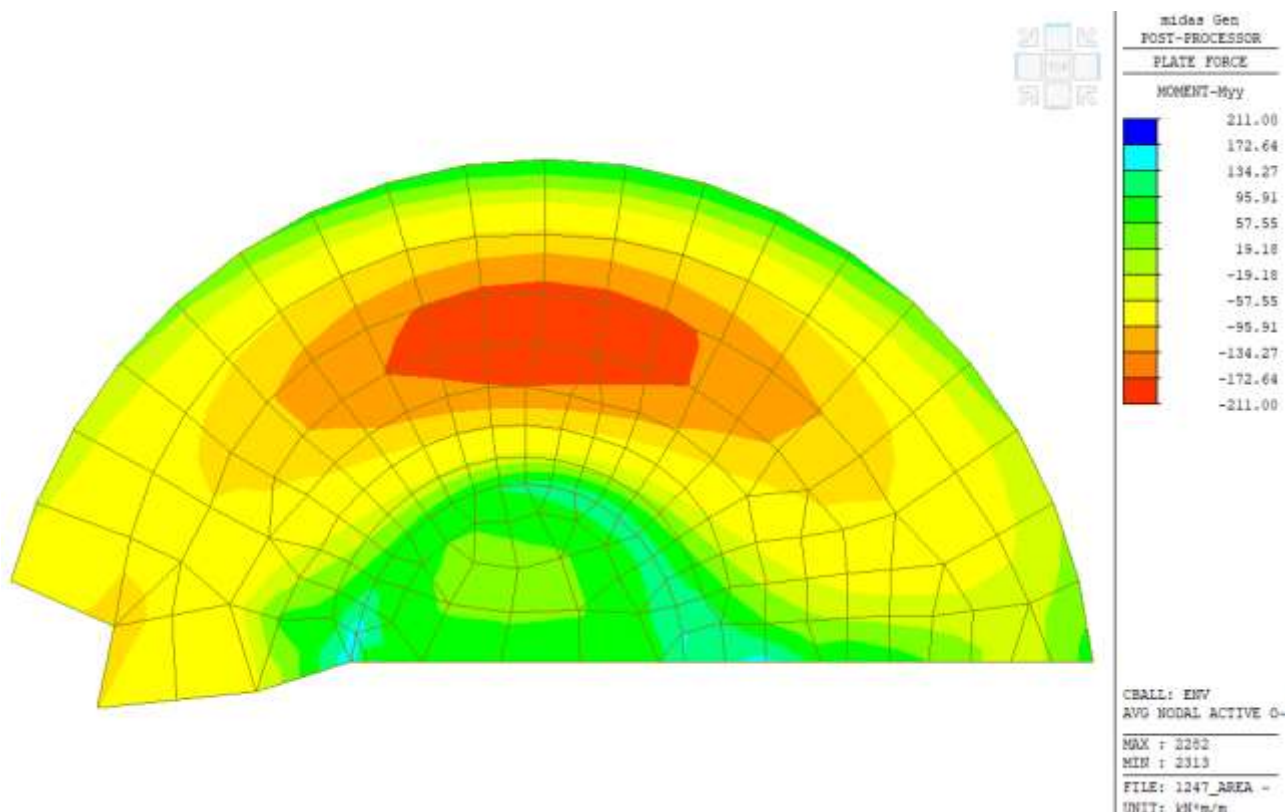
Il dimensionamento della platea e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura Ø16/200x200 superiore ed inferiore la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.

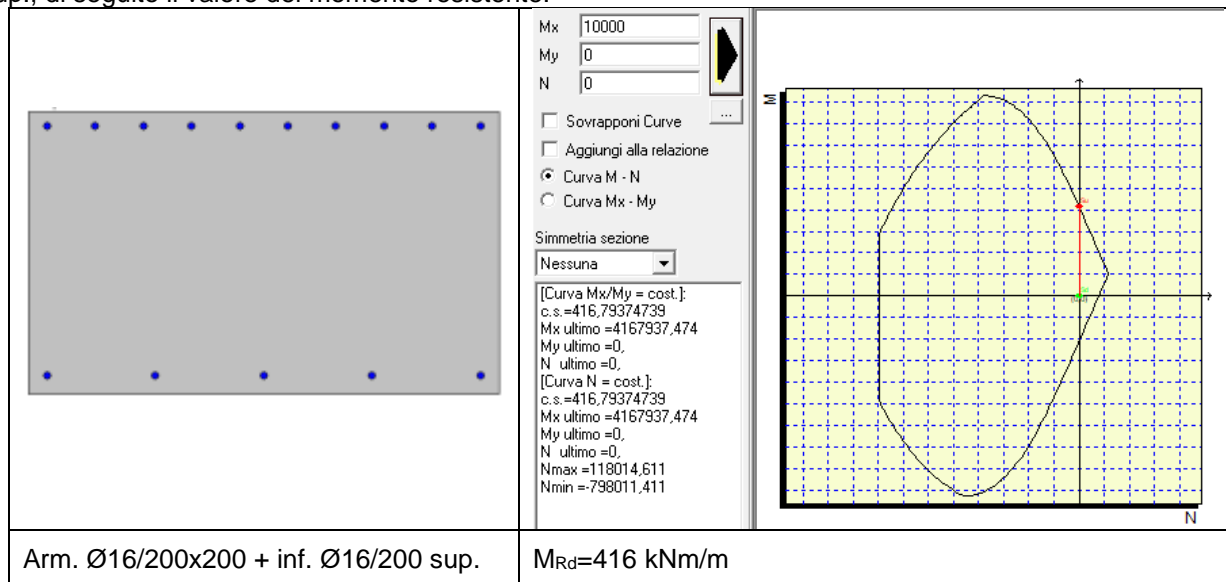


Involuppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base Ø16/200x200 sup./inf.

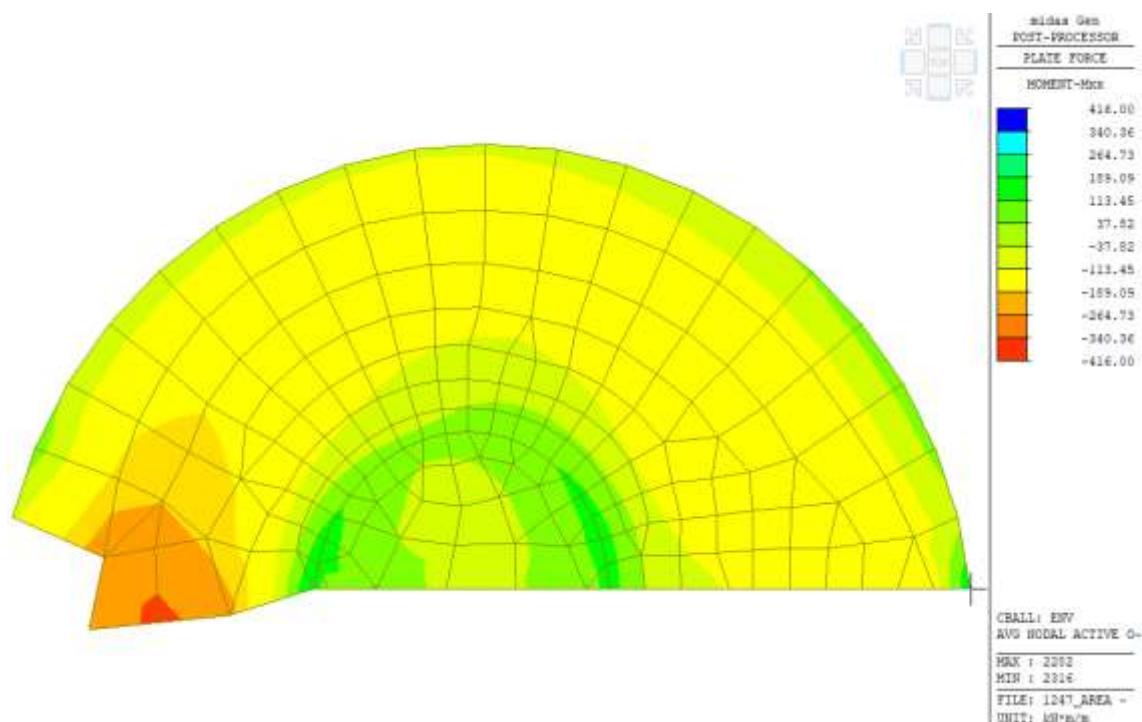


Involuppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 16/200 \times 200$ sup./inf.

La verifica è soddisfatta a meno di una porzione in cui si prevede infittimento nella sola direzione X $\phi 16/200$ sup., di seguito il valore del momento resistente:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura aggiuntiva è sufficiente.



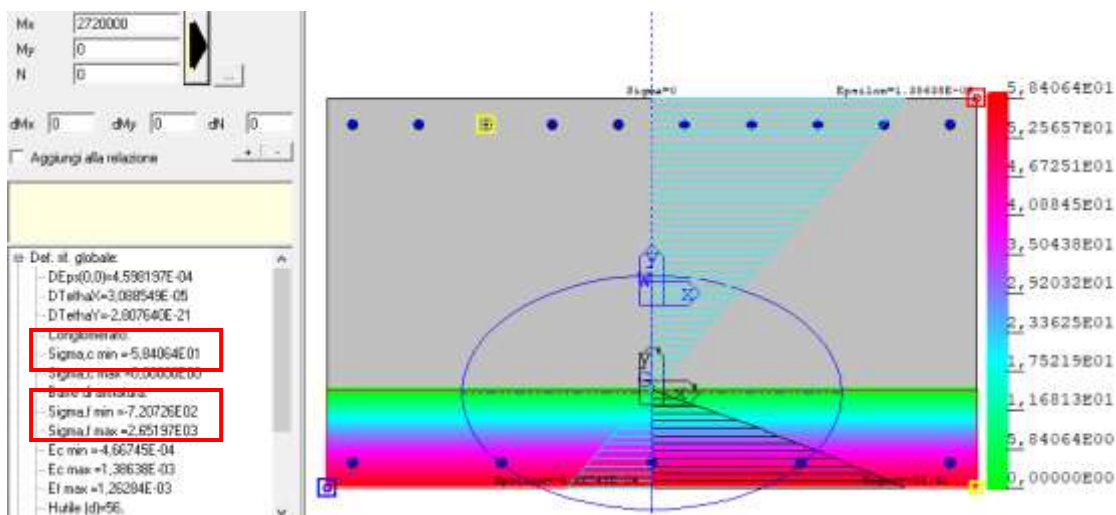
Inviluppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base $\phi 16/200 \times 200$ sup./inf. + infittimentodir. X $\phi 16/200$ sup.

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara della sola sollecitazione più sfavorevole è pari a $M_{sd} = 272 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 5.8 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

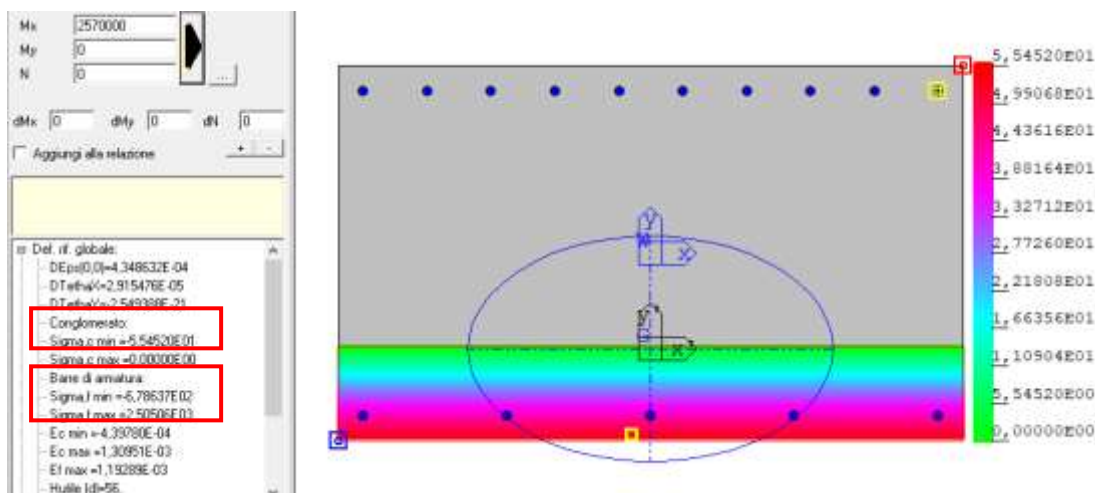
$$\sigma_s = 266 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 257 \text{ kNm/m}$



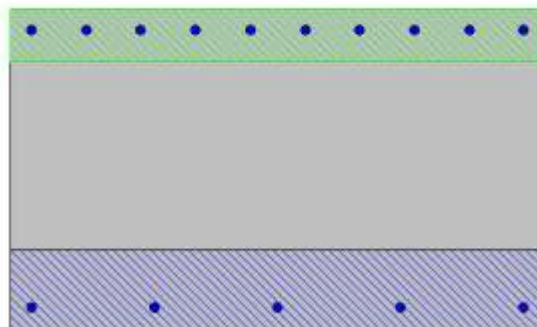
$$\sigma_c = 5.6 \text{ MPa} < 11.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 251 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 260 \text{ kNm/m}$



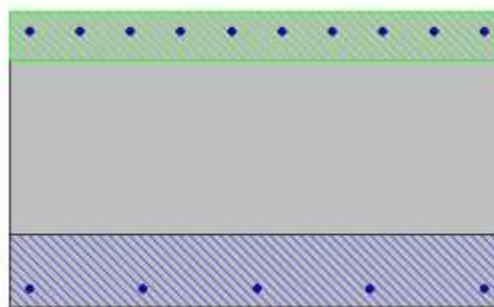
$$w_k = 0.23 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 257 \text{ kNm/m}$

Mx	2570000
My	0
N	0
Es/Es	15
Passo (cm)	0.5
Beta 1	1
Beta 2	0.5
K 1	0.8
K 2	0.5
fct	25.6
fct,si	25.6
Copri ferro	3.2
Interfero	10.22
fck	32.0
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2	
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione	

Ac,eff = 1000.0 cmq
 As,eff = 20.1 cmq
 Wm = 0.2113 mm
 W/d = W/m = 0.2113 mm
 Sm = 244.1 mm
 Eps = 0.0008558
 Copri ferro = 3.2
 Interfero = 10.2
 Sollecitazioni di fessurazione con fct,si 25.6
 Mx = 1832036.4 daNcm
 My = 0.0 daNcm
 N = 0.0 daN

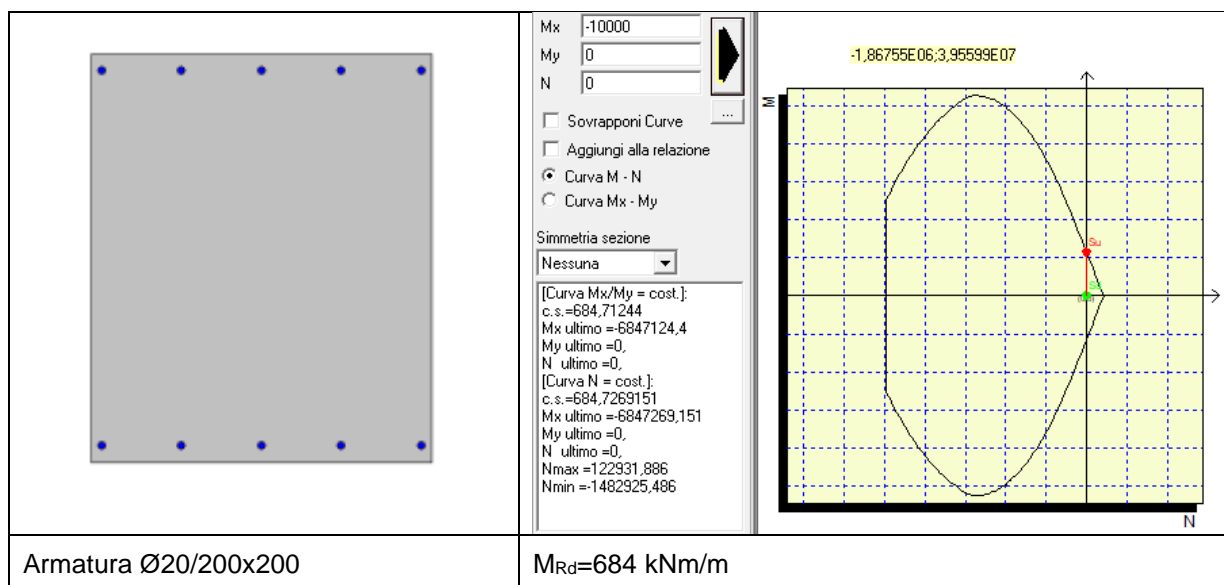


$$w_k = 0.21 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

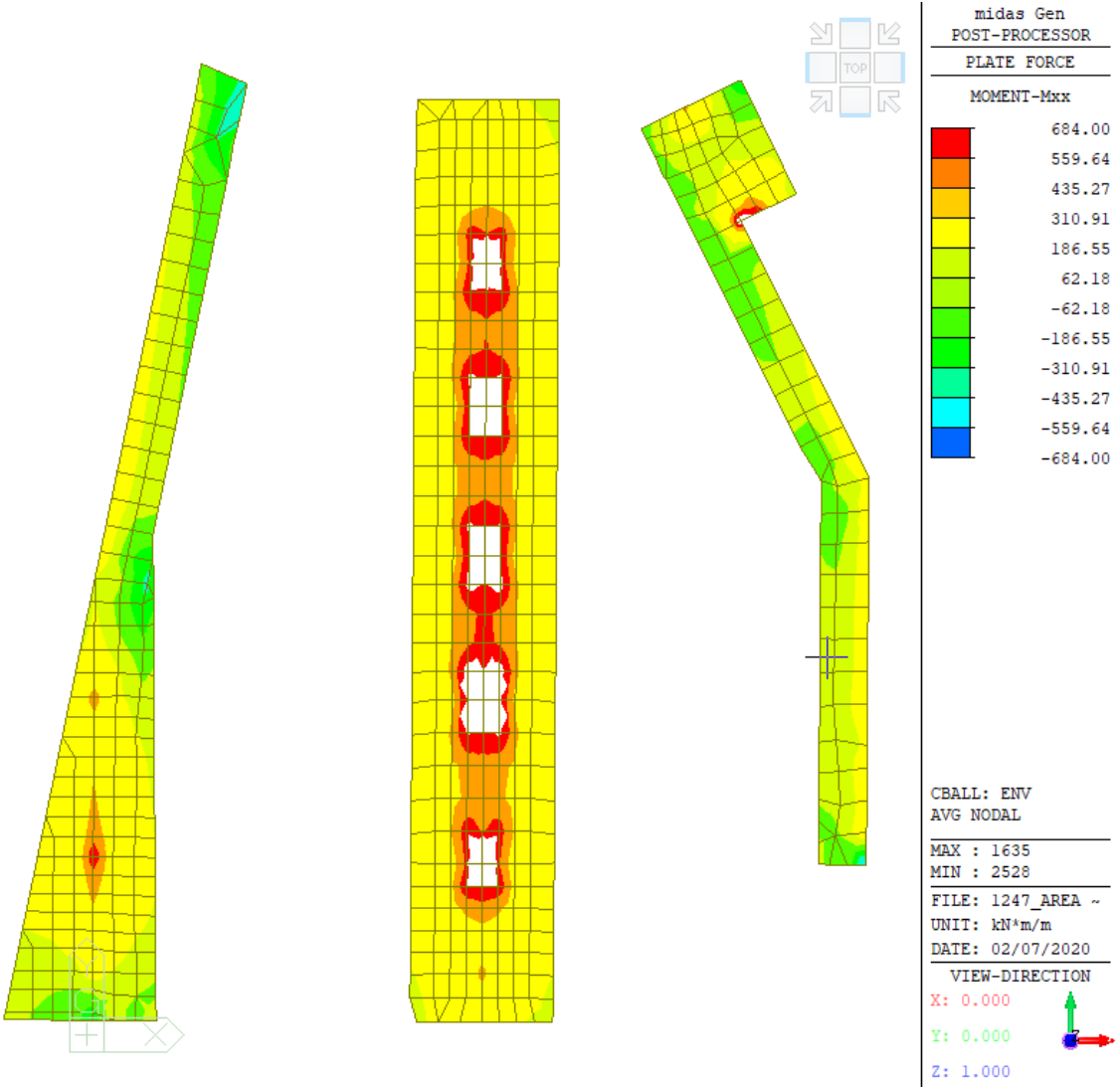
10.10.3 AUTORIMESSA - VERIFICA PLATEA SP=1200 mm

Verifica SLU-SLV

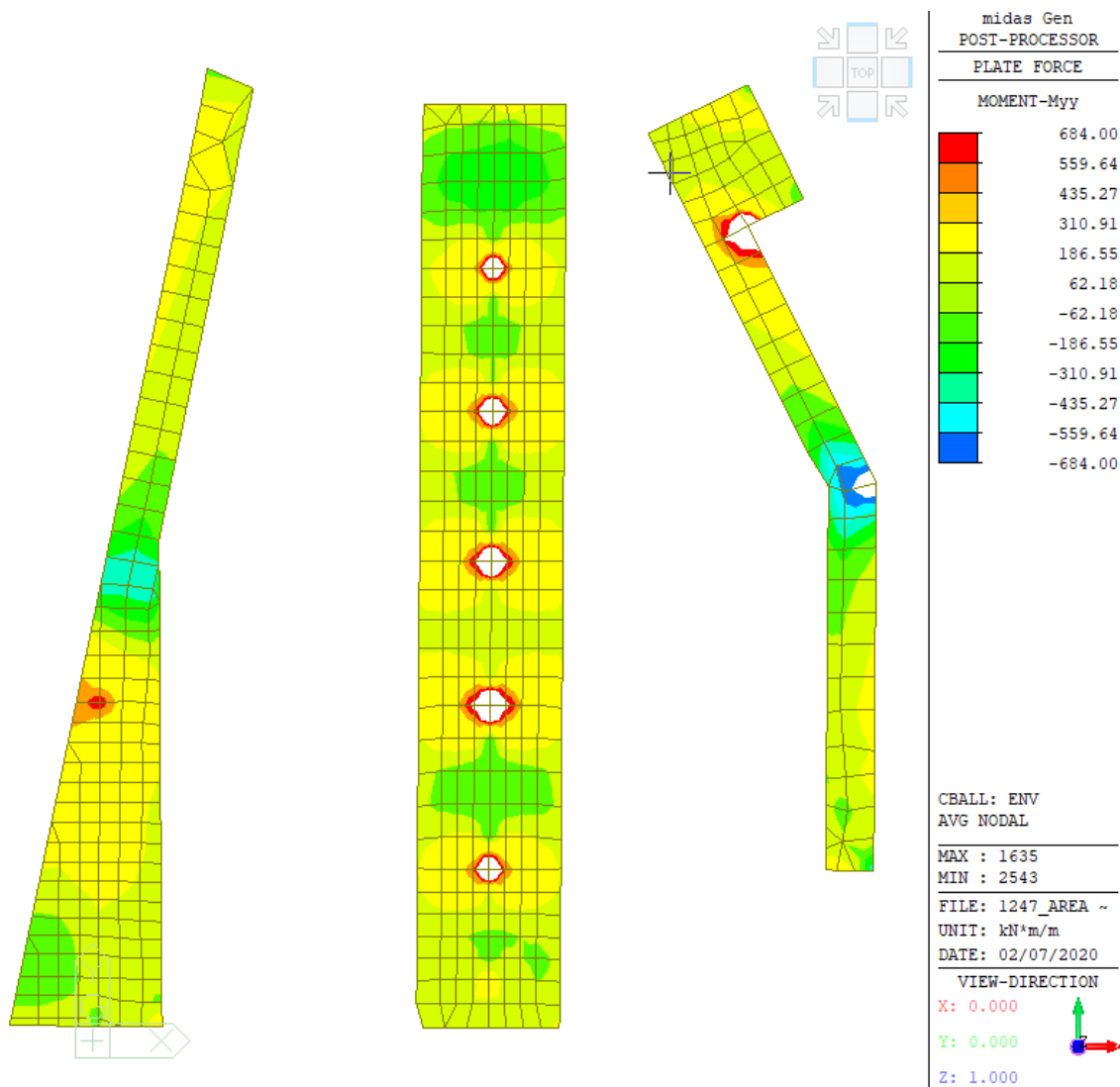
Il dimensionamento della platea e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura Ø20/200x200 superiore ed inferiore la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.

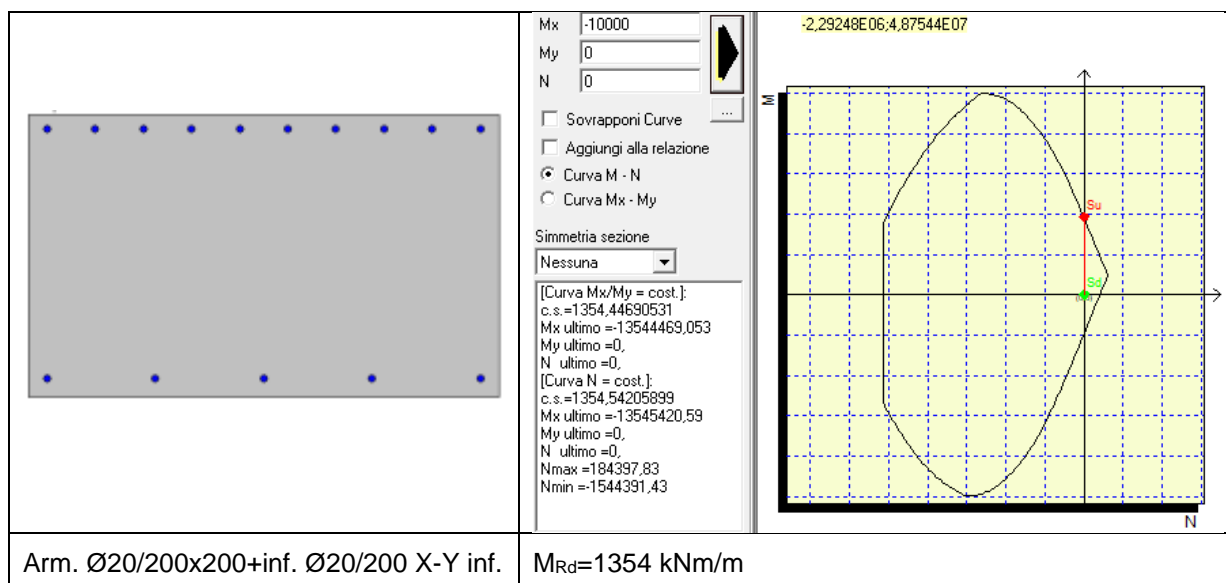


Inviluppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base $\phi 20/200 \times 200$ sup./inf.

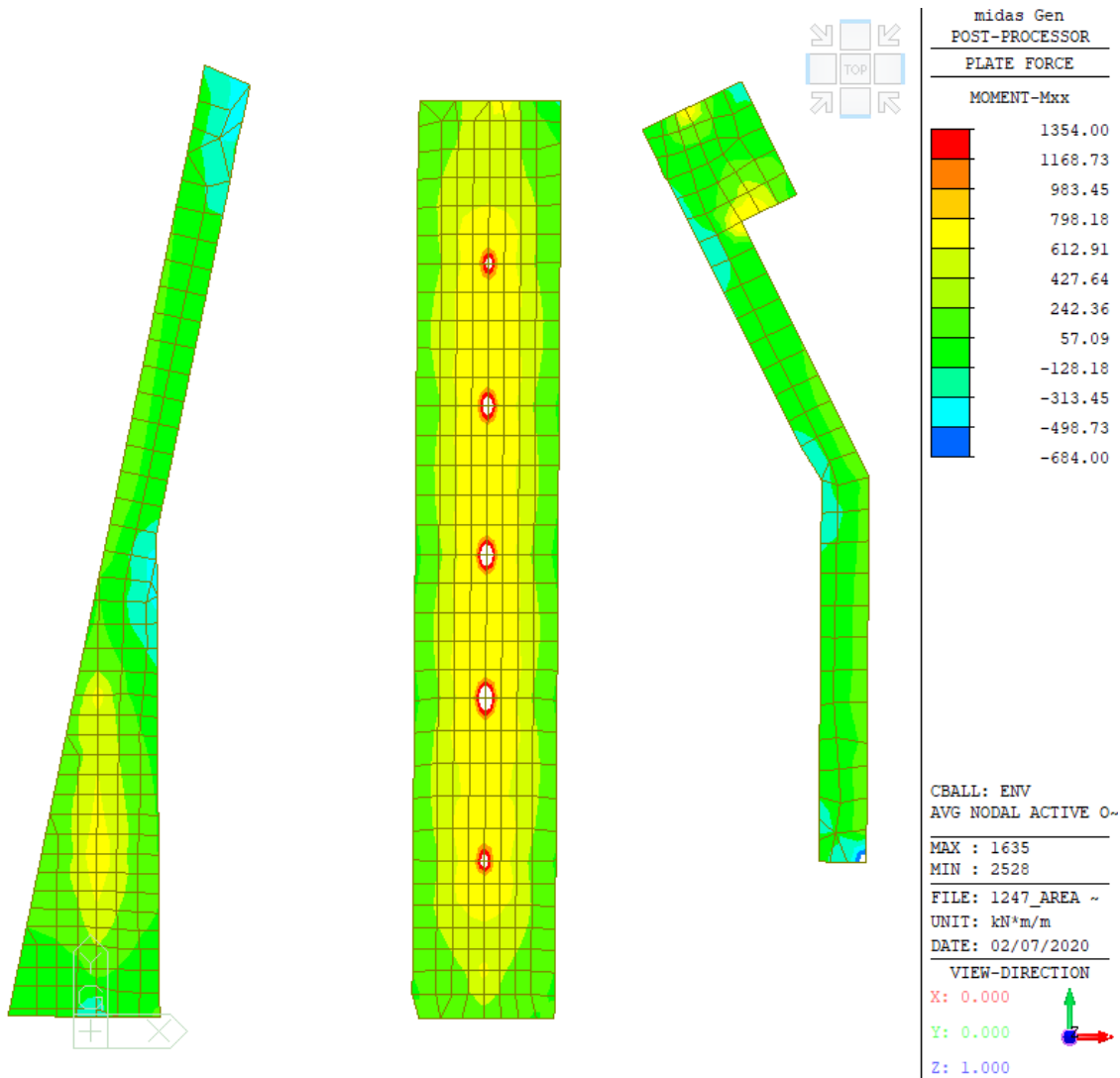


Involuppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 20/200 \times 200$ sup./inf.

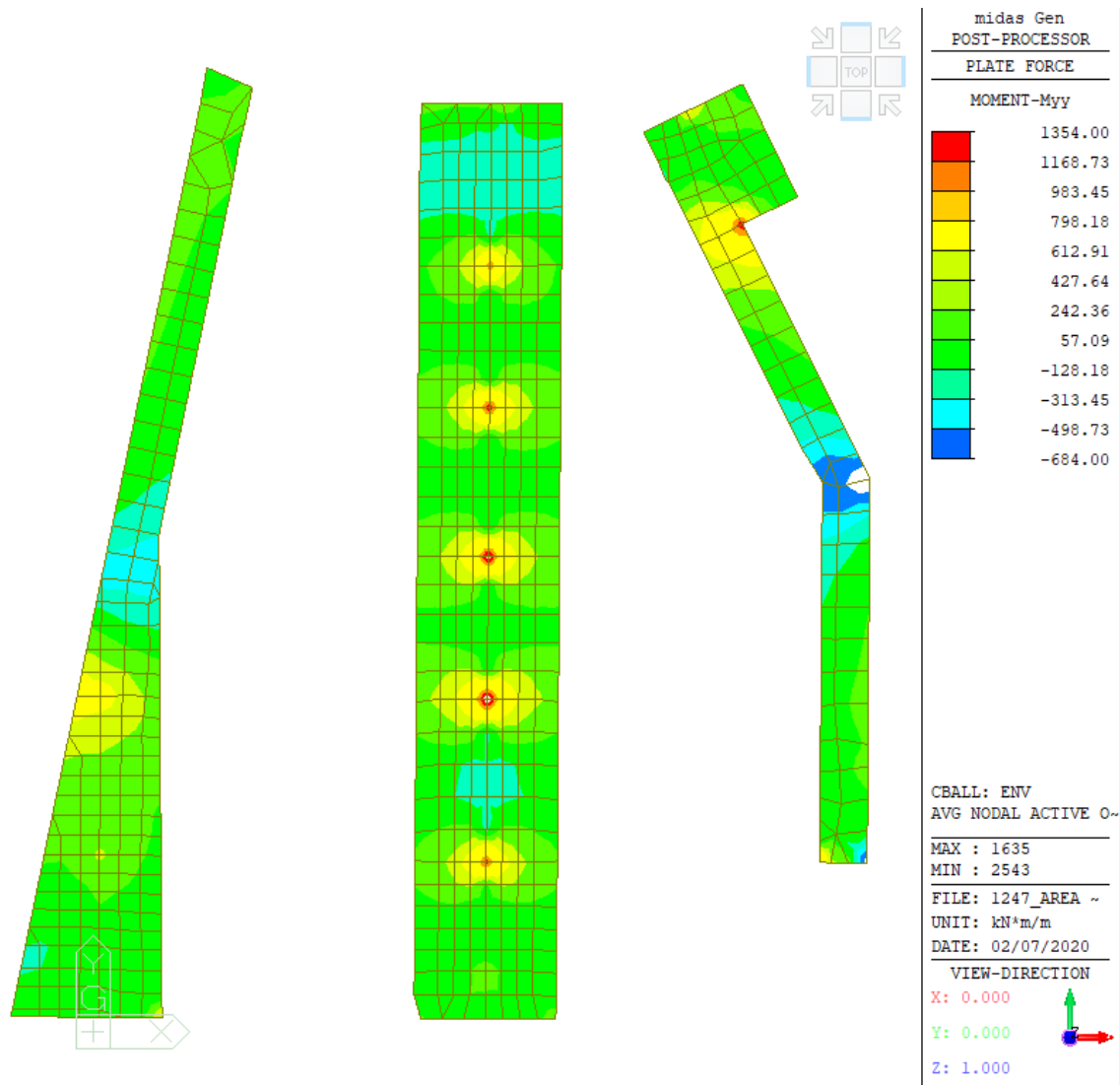
La verifica è soddisfatta a meno di una porzione in cui si prevede infittimento nella sola direzione X – Y $\phi 20/200$ inf., di seguito il valore del momento resistente:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura aggiuntiva è sufficiente.



Inviluppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base $\phi 20/200 \times 200$ sup./inf. + infittimento dir. X-Y $\phi 20/200$ inf.



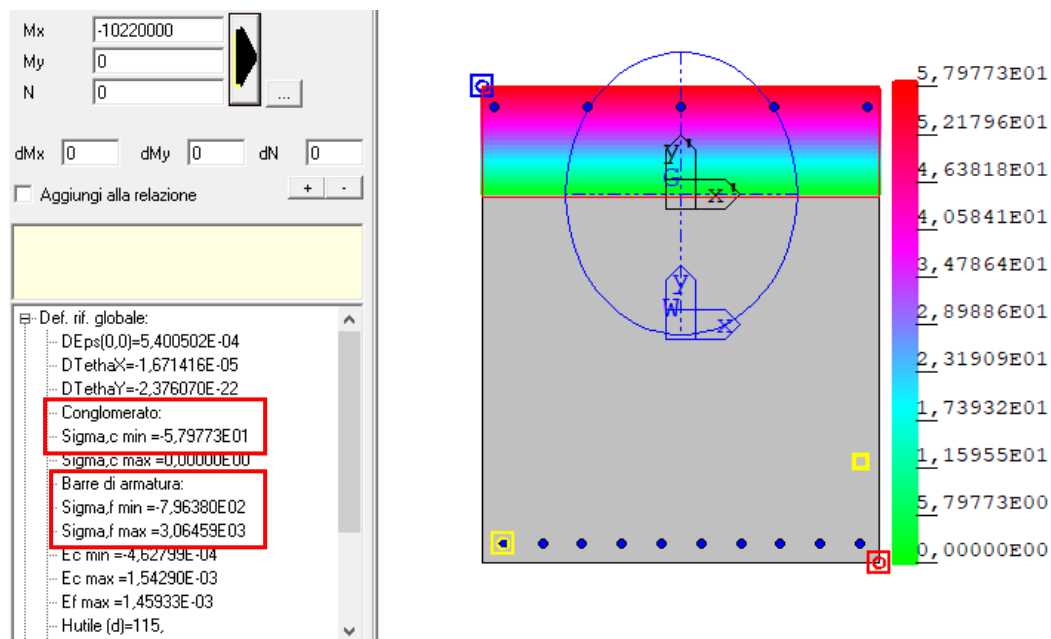
Involuppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 20/200 \times 200$ sup./inf. + infittimento dir. X-Y $\phi 20/200$ inf.

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara della sola sollecitazione più sfavorevole è pari a $M_{Sd} = 1022 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 5.7 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

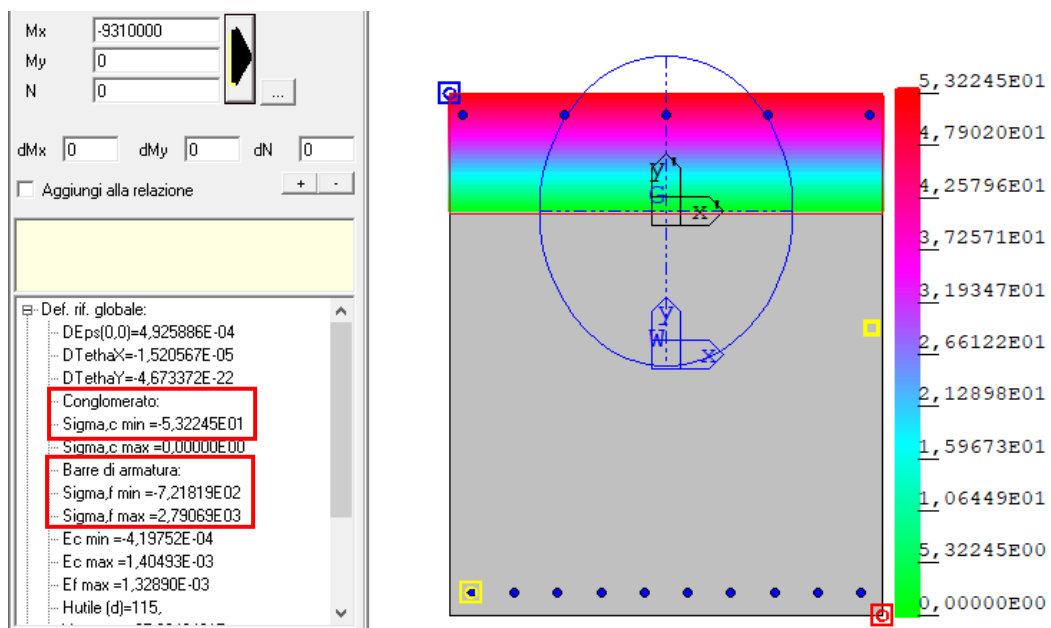
$$\sigma_s = 306 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{Sd} = 931 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 5.3 \text{ MPa} < 11.25 \text{ MPa}$$

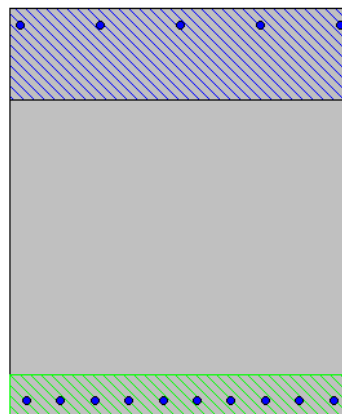
$$\sigma_s = 279 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 1137 \text{ kNm/m}$

Mx	-11370000	
My	0	
N	0	
Es/Es	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.5
K 1	0.8	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	25.6	
fct,sr	25.6	
Copri ferro	4	<input type="checkbox"/>
Interferro	10	<input type="checkbox"/>
fck	249	
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Ac,eff = 1250.0 cmq As,eff = 31.4 cmq Wm = 0.3775 mm Wd = Wm = 0.3775 mm Sm = 271.3 mm Eps = 0.0013916 Copri ferro = 4.0 Interferro = 10.0 Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 25.6 Mx = -7172595.6 daNcm My = 0.0 daNcm N = 0.0 daN		

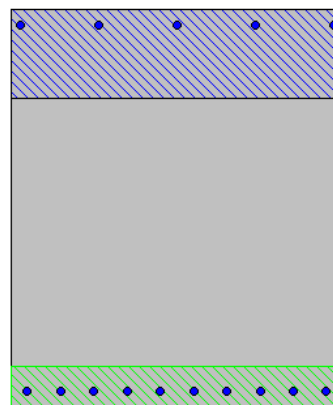


$$w_k = 0.38 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 931 \text{ kNm/m}$

Mx	-9310000	
My	0	
N	0	
Es/Es	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.5
K 1	0.8	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	25.6	
fct,sr	25.6	
Copri ferro	4	<input type="checkbox"/>
Interferro	10	<input type="checkbox"/>
fck	249	
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Ac,eff = 1250.0 cmq As,eff = 31.4 cmq Wm = 0.298 mm Wd = Wm = 0.298 mm Sm = 271.3 mm Eps = 0.0010985 Copri ferro = 4.0 Interferro = 10.0 Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 25.6 Mx = -7172595.6 daNcm My = 0.0 daNcm N = 0.0 daN		

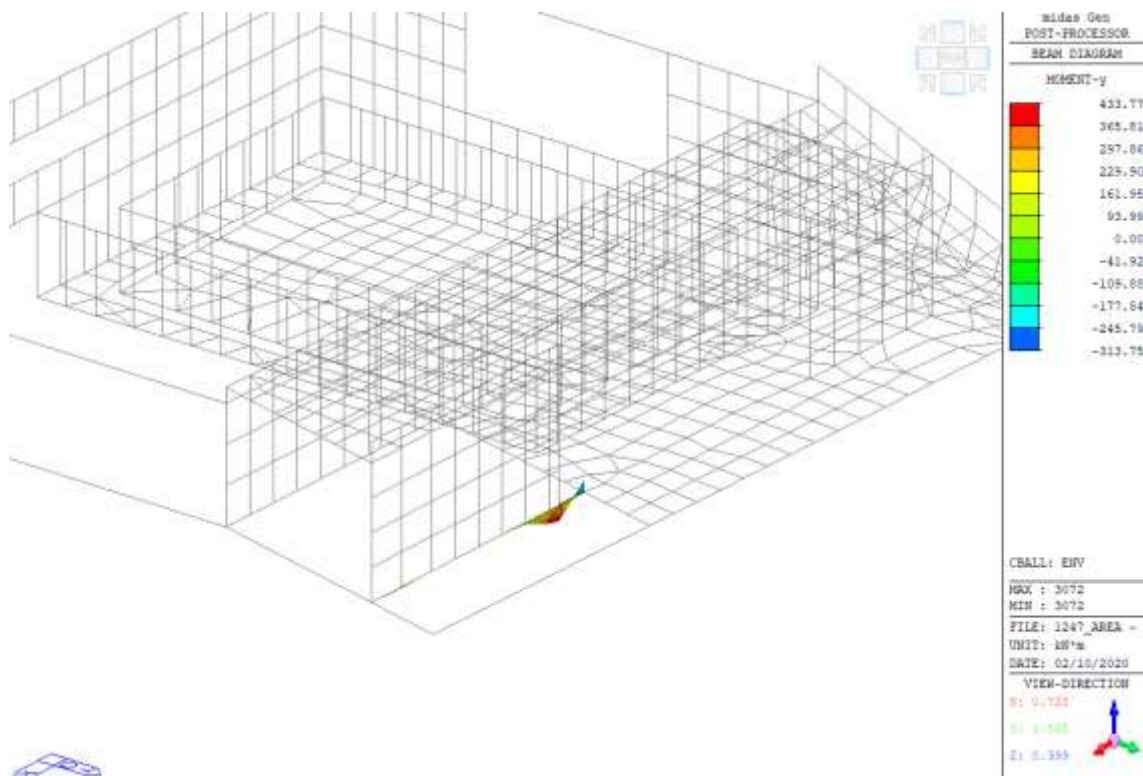


$$w_k = 0.298 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

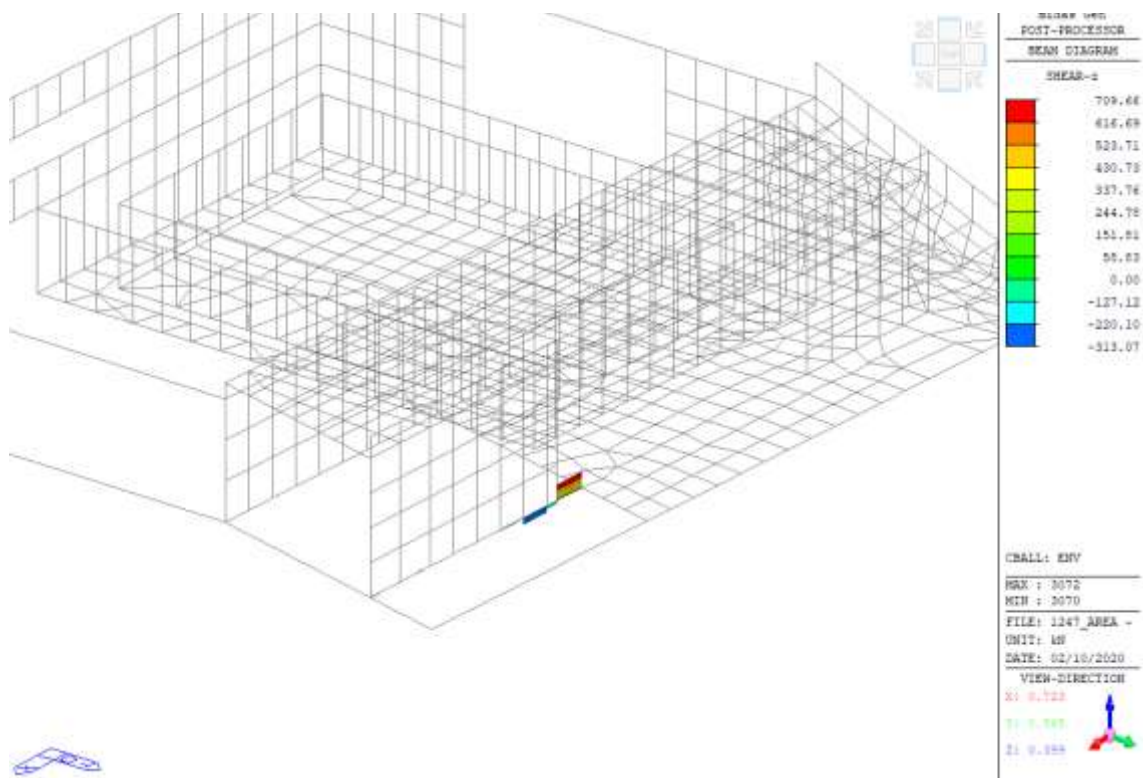
La verifica è soddisfatta.

10.10.4 CORPO SECONDARIO E BAR - VERIFICA TRAVE DI FONDAZIONE 60x60

Di seguito le sollecitazioni ricavate dall'involuppo delle combinazioni SLU e SLV:



Inviluppo SLU – SLV – Momento flettente



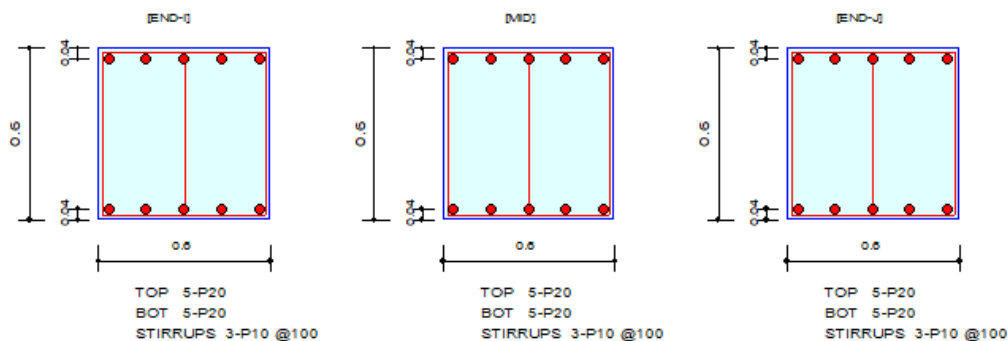
Inviluppo SLU – SLV – Taglio

Si riporta di seguito la verifica della trave di sezione 60x60:

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	T 60x60 (No : 3)	Beam Span	9.06421m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	30	30	13
Moment (M _{Ed})	6.31	0.63	313.75
Factored Strength (M _{Rd})	326.92	326.92	326.92
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0193	0.0019	0.9597
Neutral Axis (x/d)	0.0864	0.0864	0.0864
(+) Load Combination No.	26	13	13
Moment (M _{Ed})	11.00	131.93	131.93
Factored Strength (M _{Rd})	326.92	326.92	326.92
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0336	0.4036	0.4036
Neutral Axis (x/d)	0.0864	0.0864	0.0864
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0016	0.0016	0.0016
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0016	0.0016	0.0016

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	30	13	13
Factored Shear Force (V _{Ed})	36.18	310.20	709.66
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	158.69	158.69	158.69
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	1002.35	1002.35	1002.35
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	1050.16	1050.16	1050.16
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0024	0.0024	0.0024
Using Stirrups Spacing	3-P10 @100	3-P10 @100	3-P10 @100
Shear Ratio by Conc	0.2280	1.9547	4.4719
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	0.0361	0.3095	0.7080
Check Ratio	0.2280	0.3095	0.7080

5. Elastic Bending Moment Capacity (for Non-Dissipative Element)

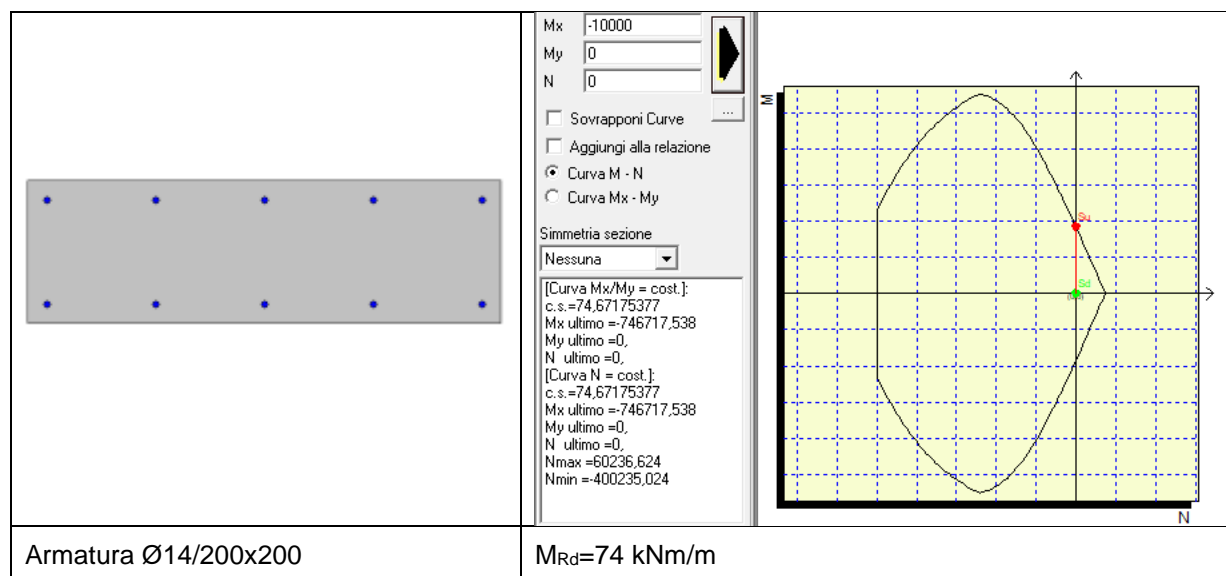
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	38	38	38
Moment (M.Ed)	6.31	0.63	282.22
Elastic Strength (M.Ed)	303907.19	303907.19	303907.19
Check Ratio	0.0000	0.0000	0.0009
(+) Load Combination No.	34	34	34
Moment (M.Ed)	11.00	106.82	106.82
Elastic Strength (M.Ed)	303907.19	303907.19	303907.19
Check Ratio	0.0000	0.0004	0.0004

La verifica è soddisfatta.

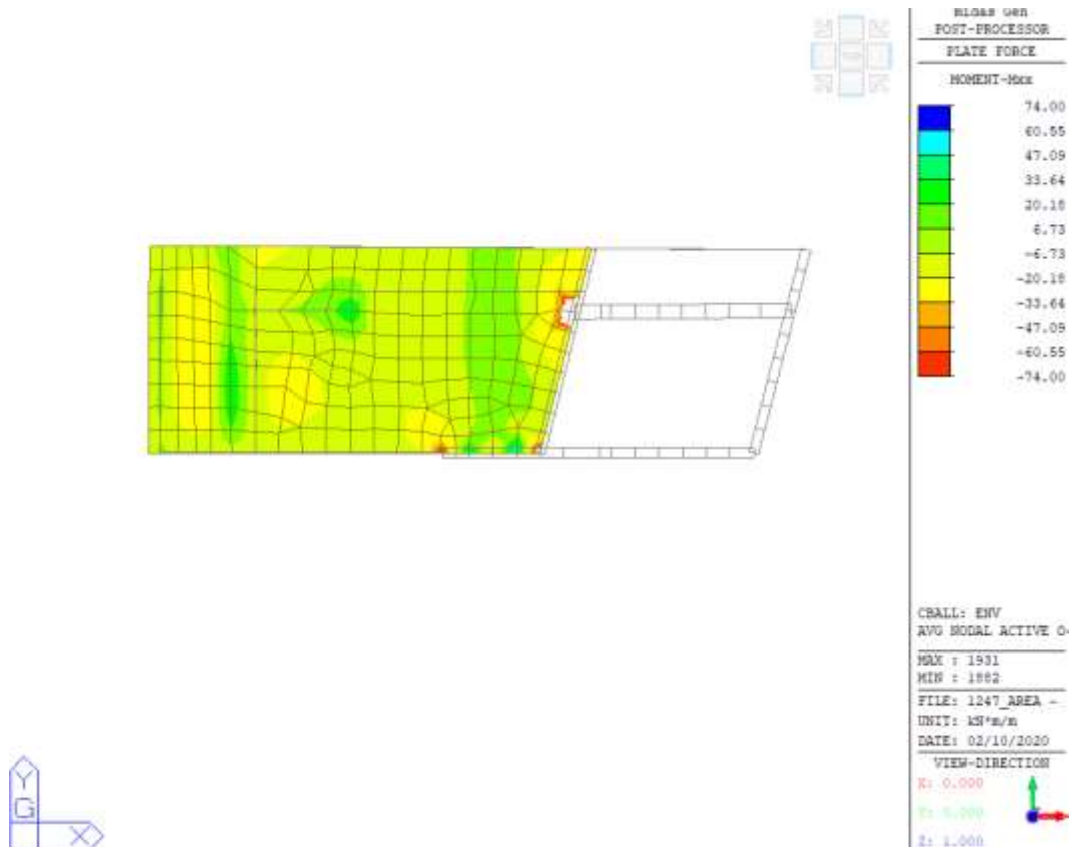
10.10.5 CORPO SECONDARIO E BAR - VERIFICA PLATEA SP=300 mm

Verifica SLU-SLV

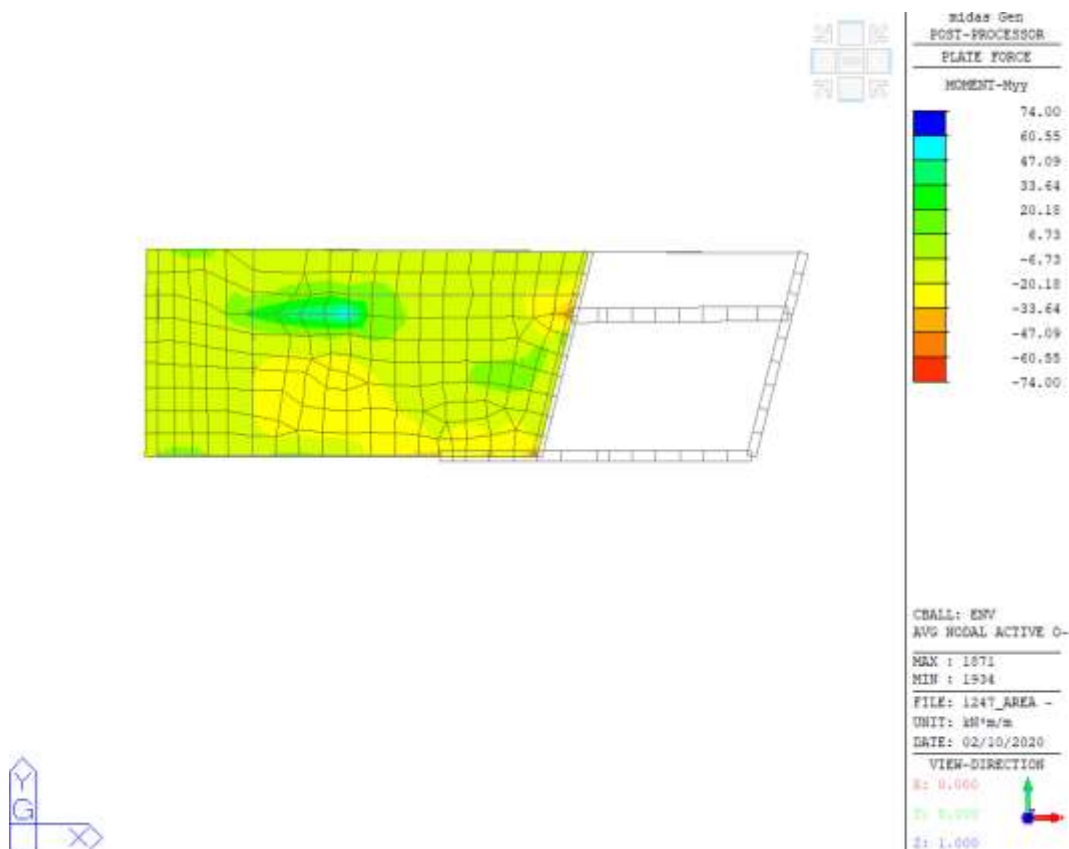
Il dimensionamento della platea e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura $\varnothing 14/200 \times 200$ superiore ed inferiore la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.

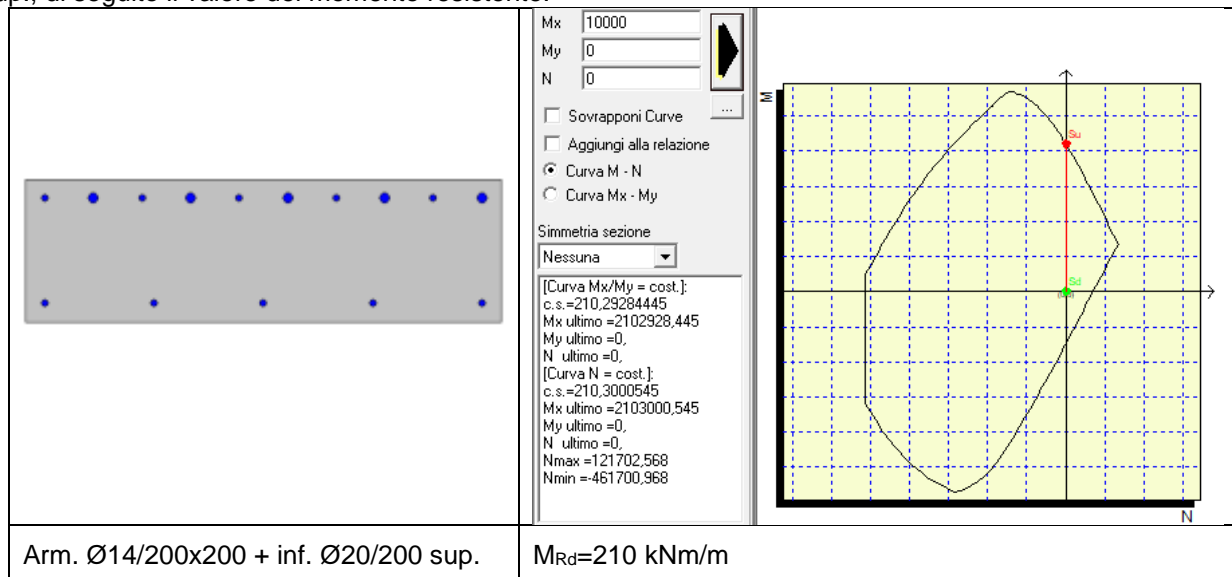


Inviluppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ sup./inf.

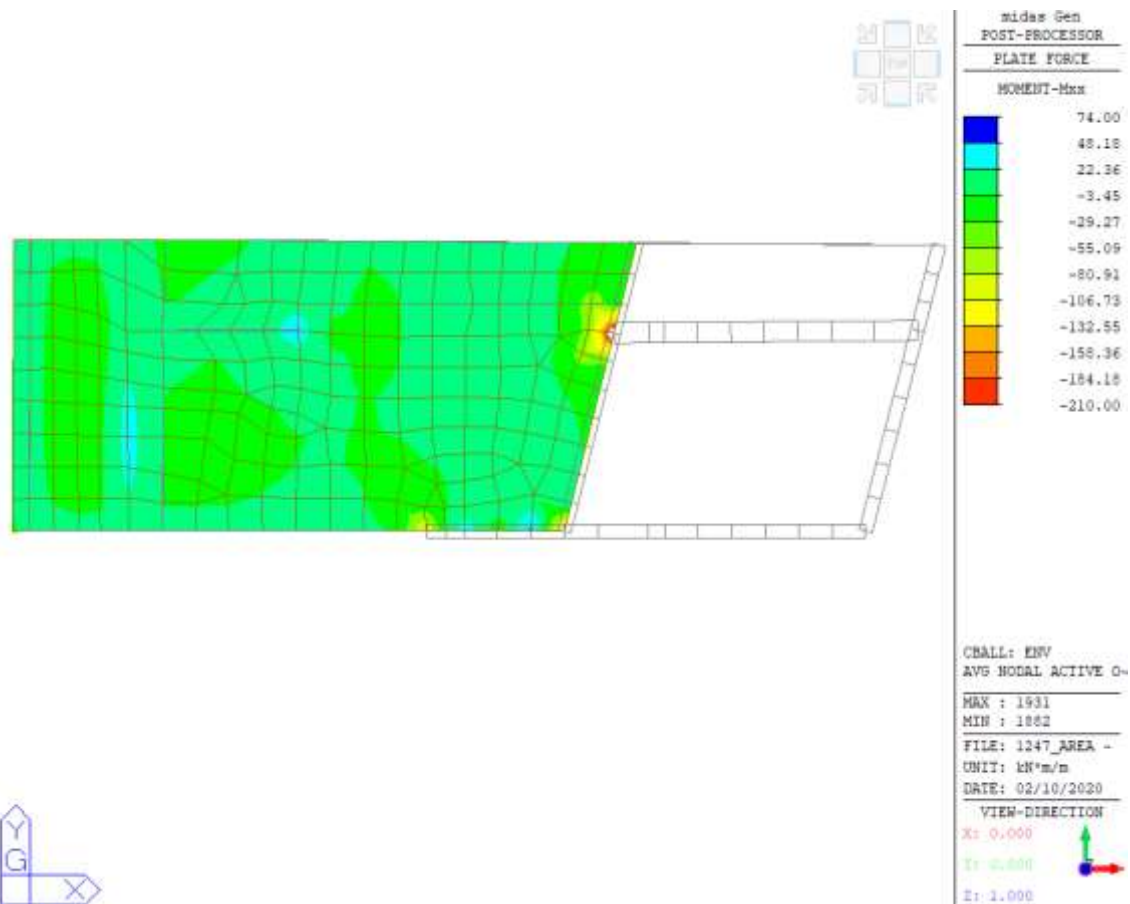


Inviluppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ sup./inf.

La verifica è soddisfatta a meno di una porzione in cui si prevede infittimento nella sola direzione X $\phi 20/200$ sup., di seguito il valore del momento resistente:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura aggiuntiva è sufficiente.



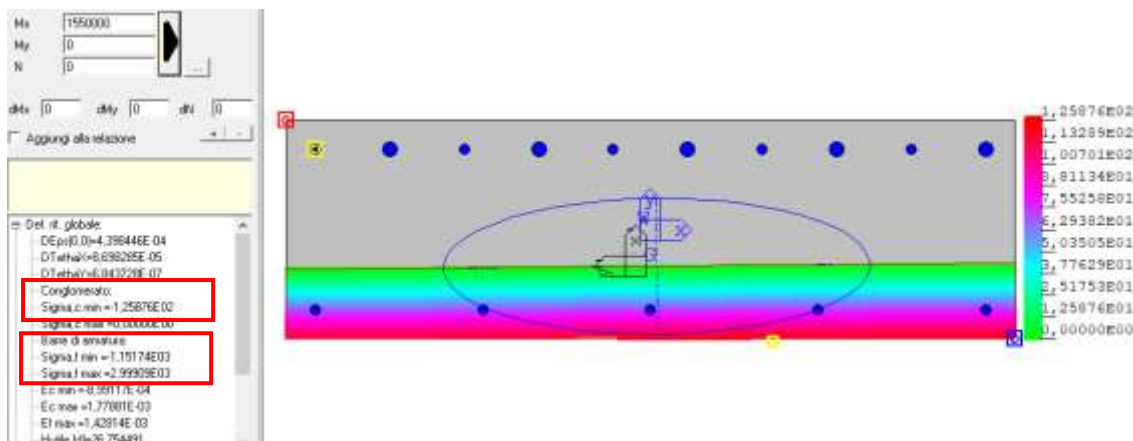
Involuppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ sup./inf. + infittimento dir. X $\phi 20/200$ sup.

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara della sola sollecitazione più sfavorevole è pari a $M_{sd} = 155 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 12.6 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

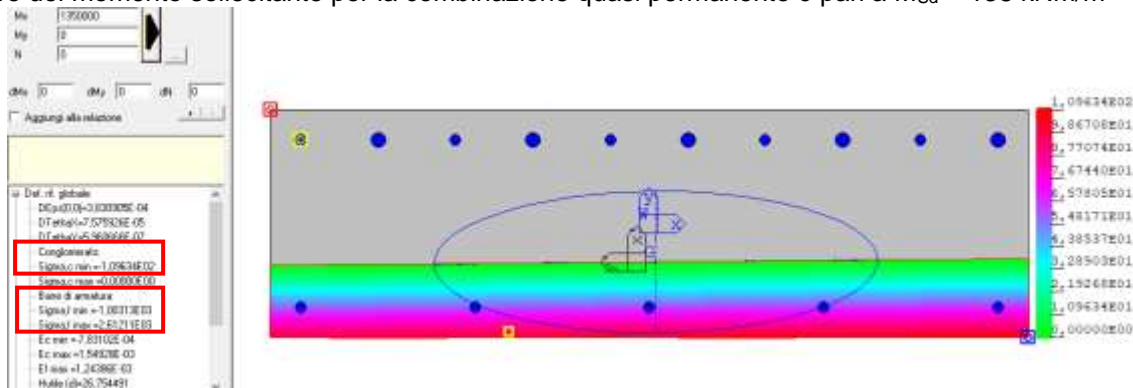
$$\sigma_s = 300 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 138 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 10.9 \text{ MPa} < 11.25 \text{ MPa}$$

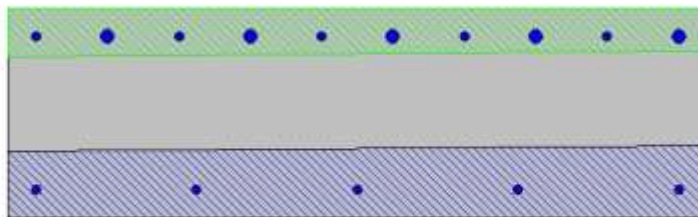
$$\sigma_s = 261 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 146 \text{ kNm/m}$

Mx	1460000	
My	0	
N	0	
Es/Es	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.5
K1	0.8	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
lcr	25.6	
lcrar	25.6	
Capiterno	3	<input type="checkbox"/>
Interno	10.22	<input type="checkbox"/>
lch	250	
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="checkbox"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Ac,eff = 642.3 cmq As,eff = 23.4 cmq w/m = 0.2137 mm w/d = w/m ÷ 0.2137 mm S/m = 181.3 mm Eps = 0.0011795 Capiterno = 3.0 Interno = 10.2 Sollecitazioni di flessione con lcrar 25.6 Mx = 438257.5 daNcm My = 0.0 daNcm N = 0.0 daN		

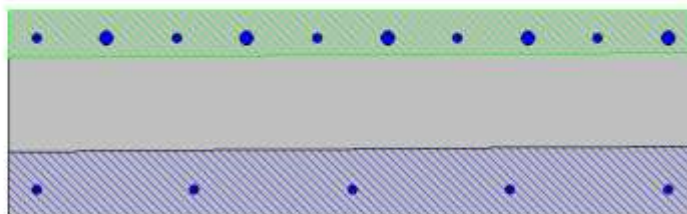


$$w_k = 0.21 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 138 \text{ kNm/m}$

Mx	1380000	
My	0	
N	0	
Es/Es	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.5
K1	0.8	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
lcr	25.6	
lcrar	25.6	
Capiterno	3	<input type="checkbox"/>
Interno	10.22	<input type="checkbox"/>
lch	250	
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="checkbox"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Ac,eff = 642.3 cmq As,eff = 23.4 cmq w/m = 0.2003 mm w/d = w/m ÷ 0.2003 mm S/m = 181.3 mm Eps = 0.0011048 Capiterno = 3.0 Interno = 10.2 Sollecitazioni di flessione con lcrar 25.6 Mx = 438257.5 daNcm My = 0.0 daNcm N = 0.0 daN		



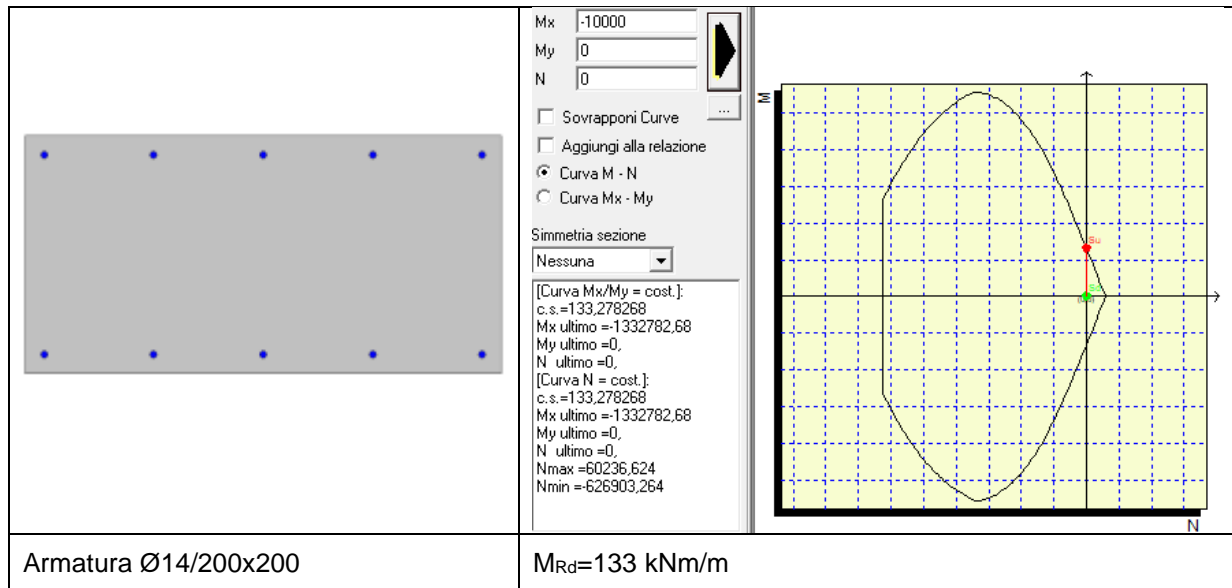
$$w_k = 0.20 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

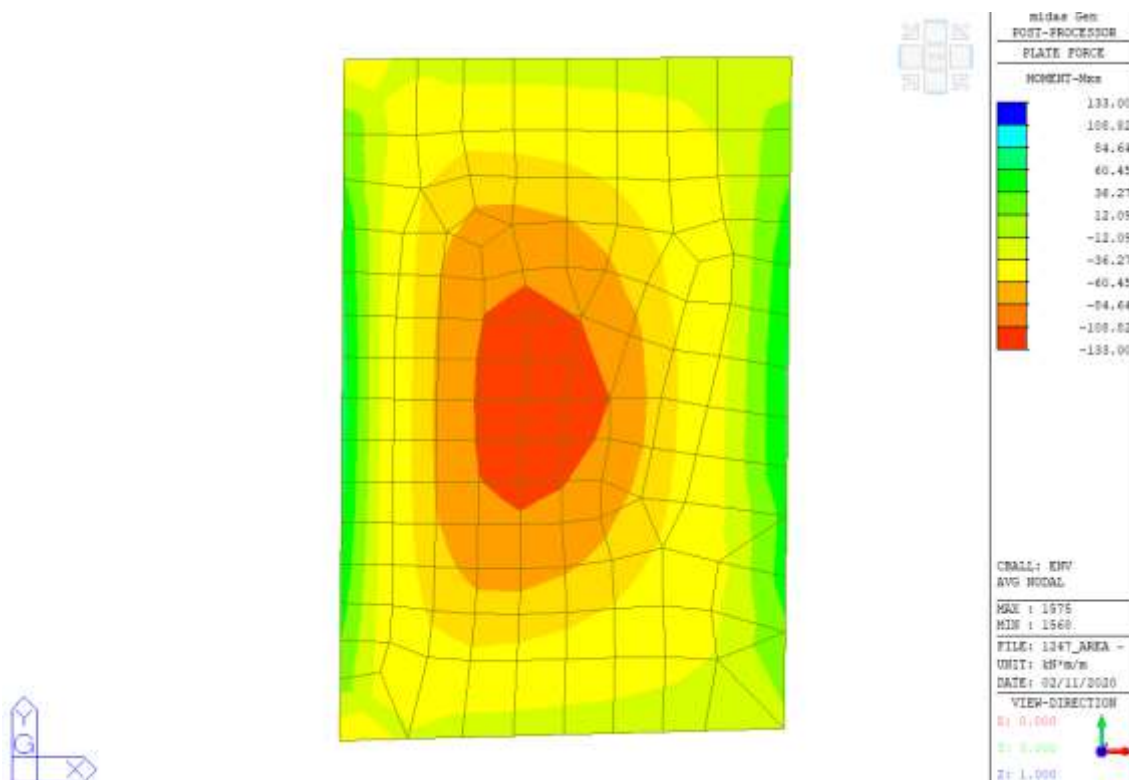
10.10.6 VASCA - VERIFICA PLATEA SP=500 mm

Verifica SLU-SLV

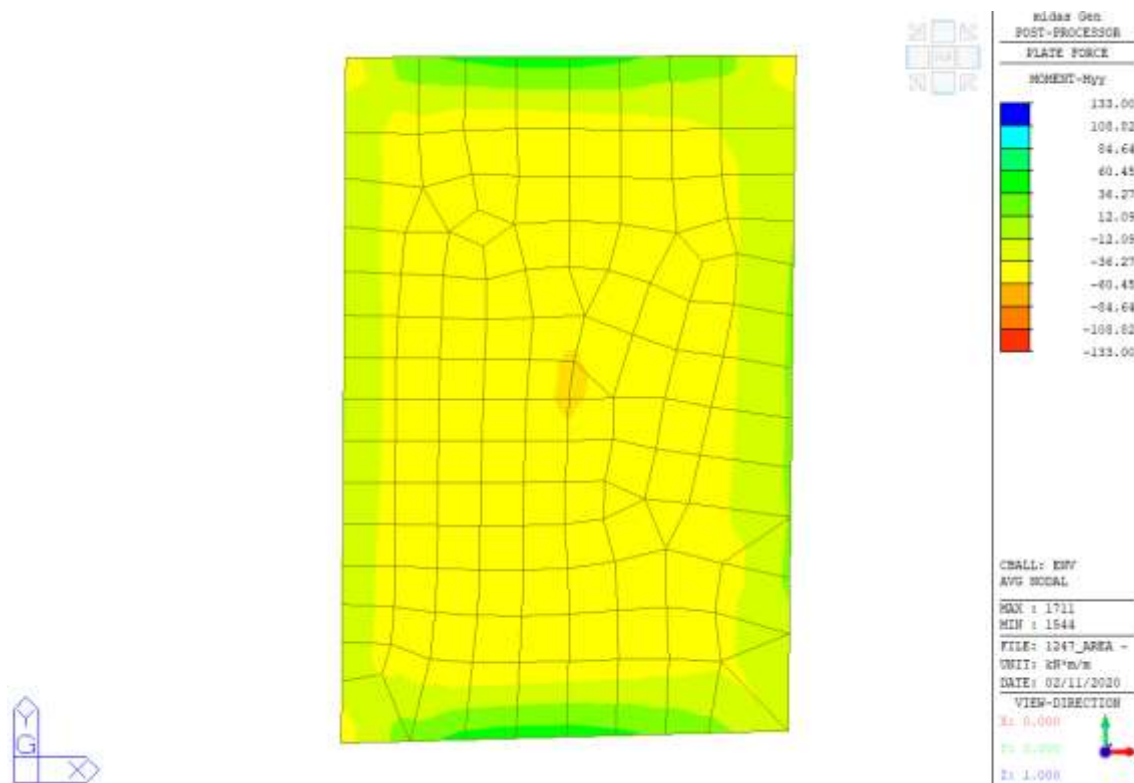
Il dimensionamento della platea e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura Ø14/200x200 superiore ed inferiore la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.



Inviluppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base Ø14/200x200 sup./inf.



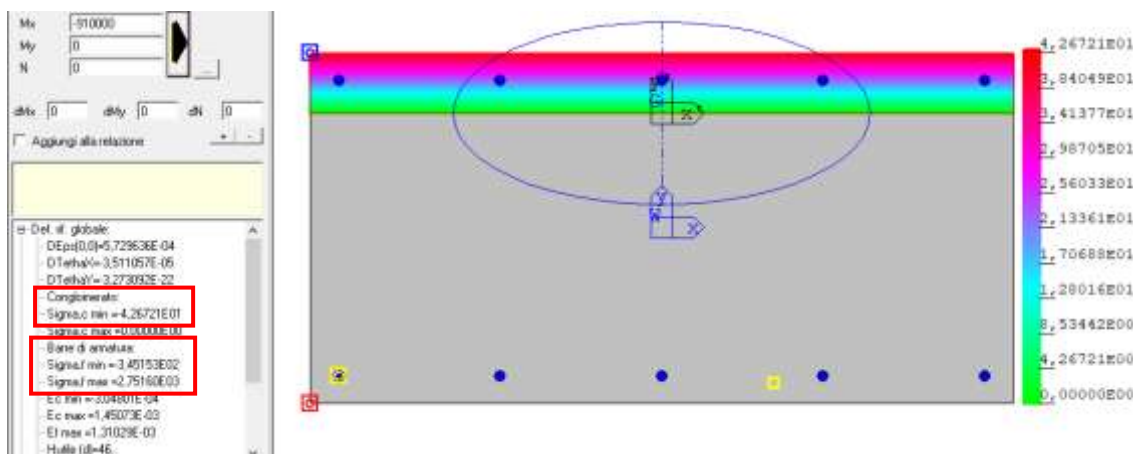
Involuppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ sup./inf.

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara della sola sollecitazione più sfavorevole è pari a $M_{sd} = 91$ kNm/m



$$\sigma_c = 4.3 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

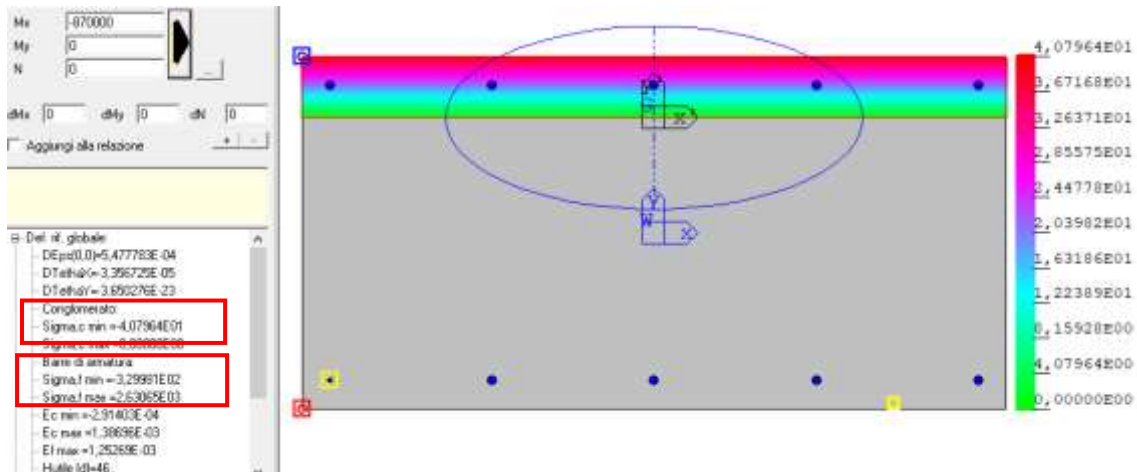
$$\sigma_s = 275 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 87$ kNm/m



$$\sigma_c = 4.1 \text{ MPa} < 11.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 260 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

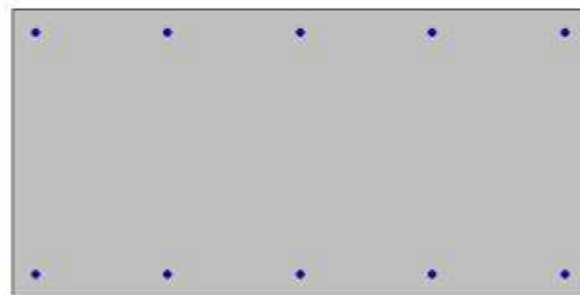
Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{Sd} = 88 \text{ kNm/m}$

The figure shows a structural analysis software interface. On the left, a list of material properties is displayed, with some values highlighted in red boxes:

- Del. rit. globale
- DEPR(0,0)=5.477783E-04
- DTet(0,0)=3.395725E-05
- DTet(0,0)=3.659276E-23
- Conglomerato
- Sigma.c min = 4.07964E01
- Sigma.c max = 8.99999E06
- Barre di armatura
- Sigma.f min = 3.29991E02
- Sigma.f max = 2.63065E03
- Ec min = 2.91403E-04
- Ec max = 1.38696E-03
- Ef max = 1.25269E-03
- Hulle [d]=46

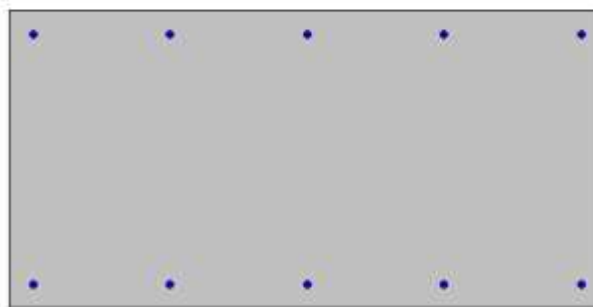
On the right, a stress distribution plot is shown, with a color scale ranging from 0.00000E00 to 4.07964E01. The plot shows a rectangular cross-section with a central vertical axis and a horizontal axis. The stress distribution is indicated by a color gradient from blue (low stress) to red (high stress).



Sezione non fessurata, la verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{Sd} = 87 \text{ kNm/m}$

Mx	-870000	
My	0	
N	0	
Eu/Es	15	Moli diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.5
K 1	0.9	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fcf	25.6	
fcf,ar	25.6	
Copertura	0	<input type="checkbox"/>
Intasamento	0	<input type="checkbox"/>
fcf	250	
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="checkbox"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Sezione non fessurata Signa c max < fcf Sollecitazione di fessurazione con fcf,ar 25,6 Mx = -1170940,6 daNm My = 0,0 daNm N = 0,0 daN Epr,max acciaio = 0,000136		



Sezione non fessurata, la verifica è soddisfatta.

10.11 SOLETTE IN C.A.

Si riporta il dimensionamento delle solette in C.A.

Si riporta il dimensionamento delle platee di fondazione in C.A. Le verifiche sono condotte agli SLU e agli SLE nel rispetto delle norme vigenti.

Verifiche agli SLE-Tensioni

La verifica delle tensioni di esercizio della soletta viene condotta agli stati limite di esercizio (SLE) considerando la combinazione rara e quella quasi permanente, verificando che le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio rispettino le seguenti limitazioni:

Combinazione RARA:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 32 = 19.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

Combinazione QUASI PERMANENTE:

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 0.45 \cdot 32 = 14.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE - Fessurazione

La verifica di fessurazione della soletta viene condotta agli stati limite di esercizio (SLE) considerando la condizione ambientale ordinaria corrispondente alla combinazione frequente e quasi permanente con apertura delle fessure di ampiezza massima pari a:

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	$\leq w_1$

c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$w_1 = 0,2 \text{ mm}$

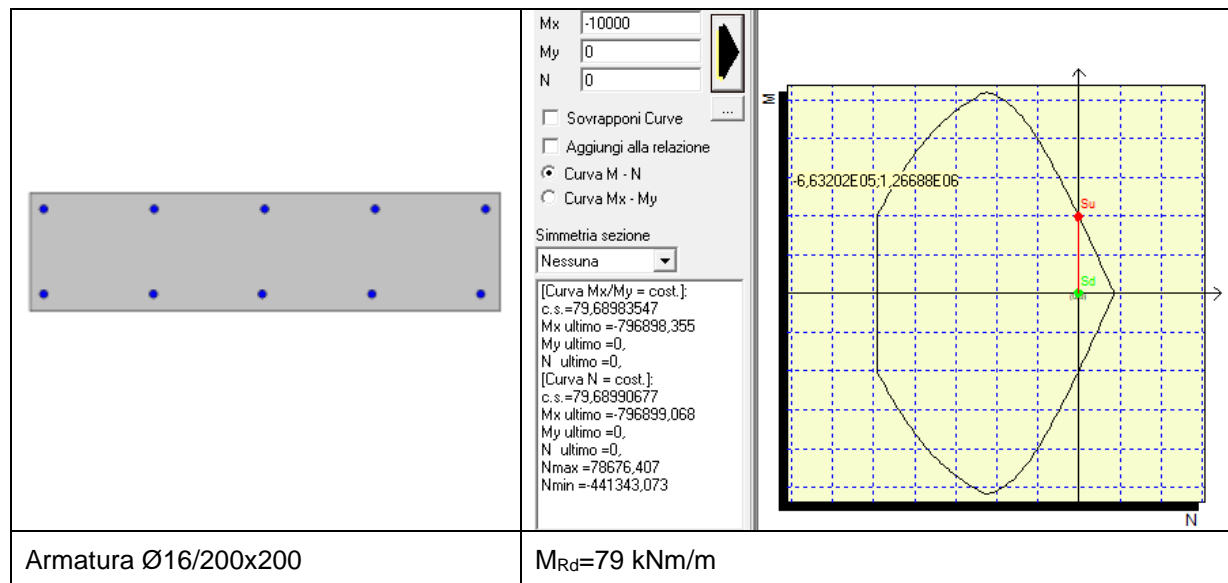
$w_2 = 0,3 \text{ mm}$

$w_3 = 0,4 \text{ mm}$

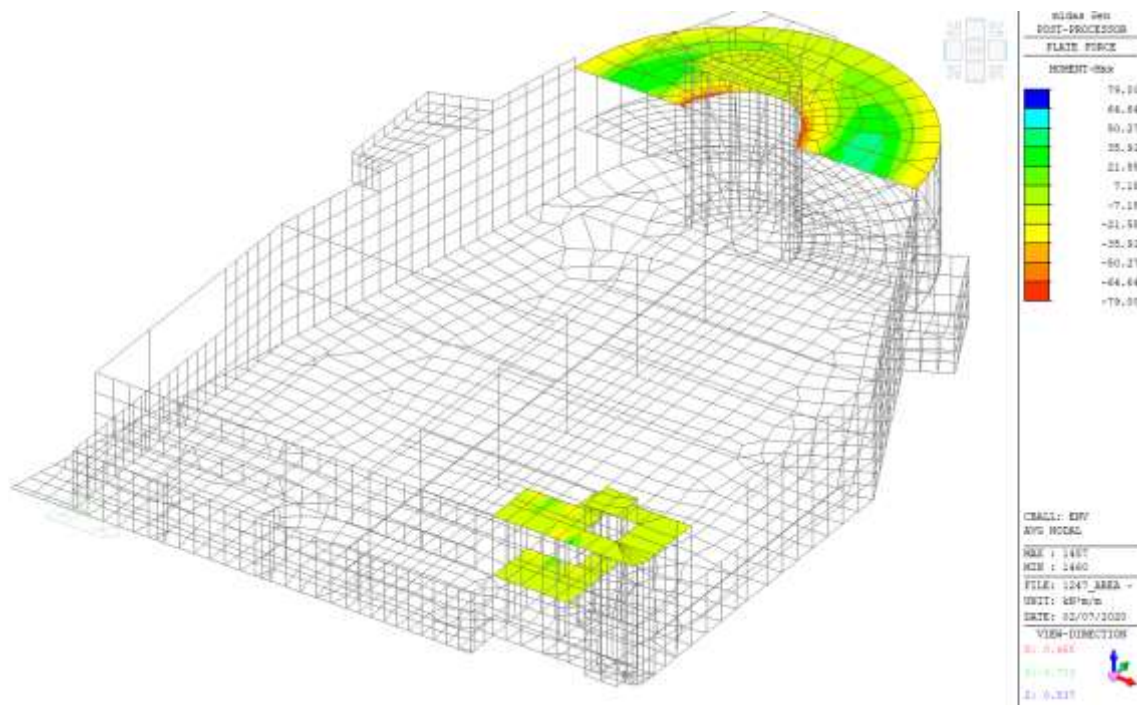
10.11.1 AUTORIZIMESSA - VERIFICA SOLETTA SP=250 mm

Verifica SLU-SLV

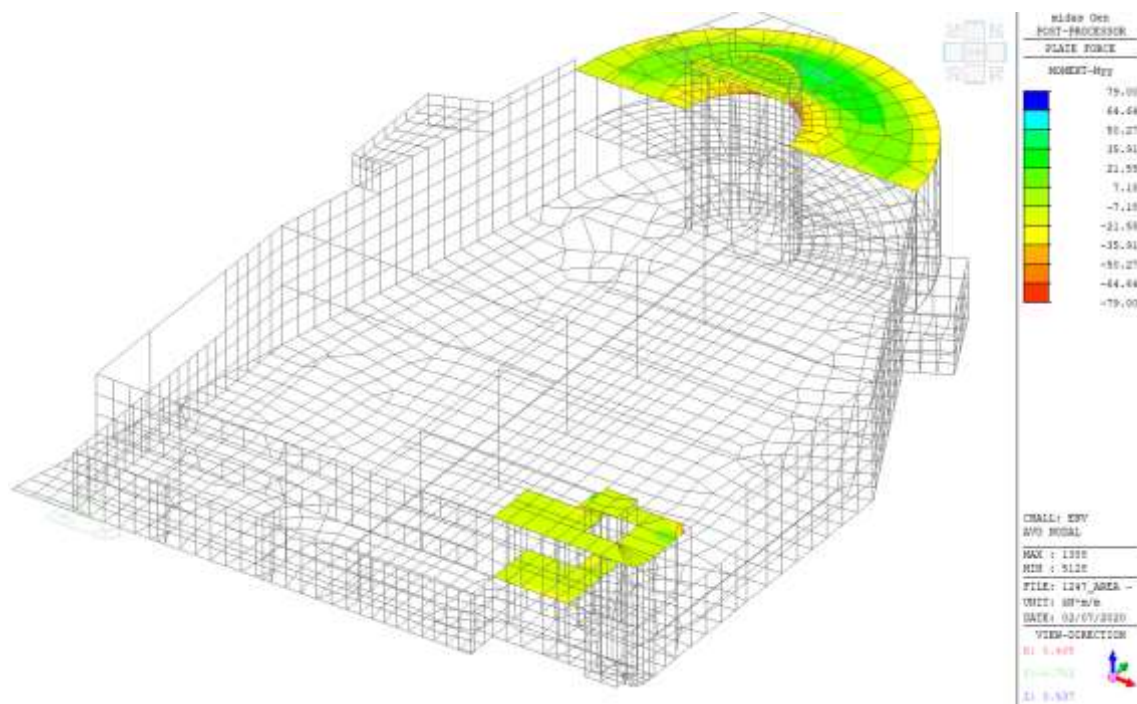
Il dimensionamento della soletta e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura $\varnothing 16/200 \times 200$ superiore ed inferiore la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.



Inviluppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base $\phi 16/200 \times 200$ sup./inf.



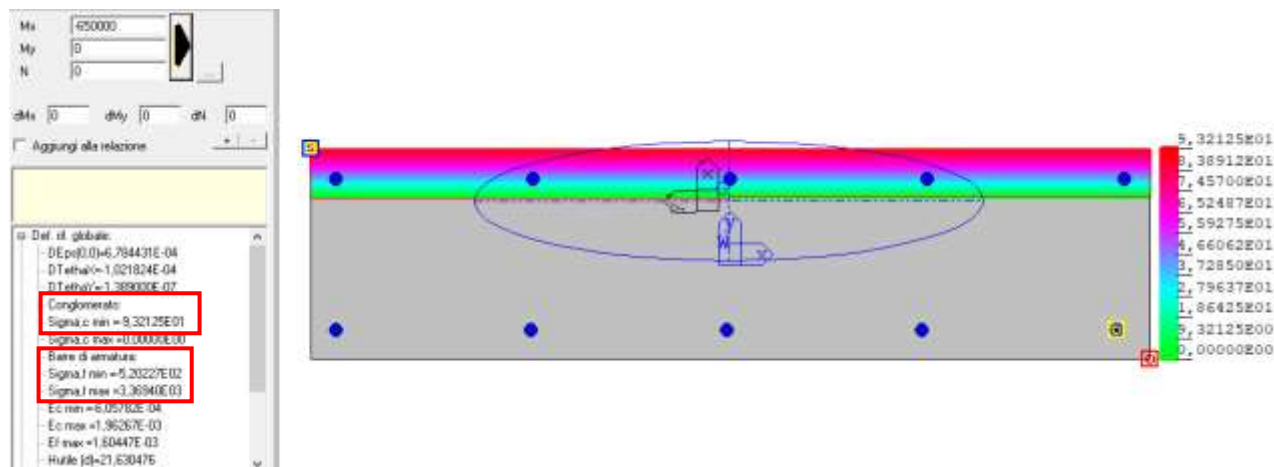
Inviluppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 16/200 \times 200$ sup./inf.

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara è pari a $M_{sd} = 65 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 9.3 \text{ MPa} < 19.2 \text{ MPa}$$

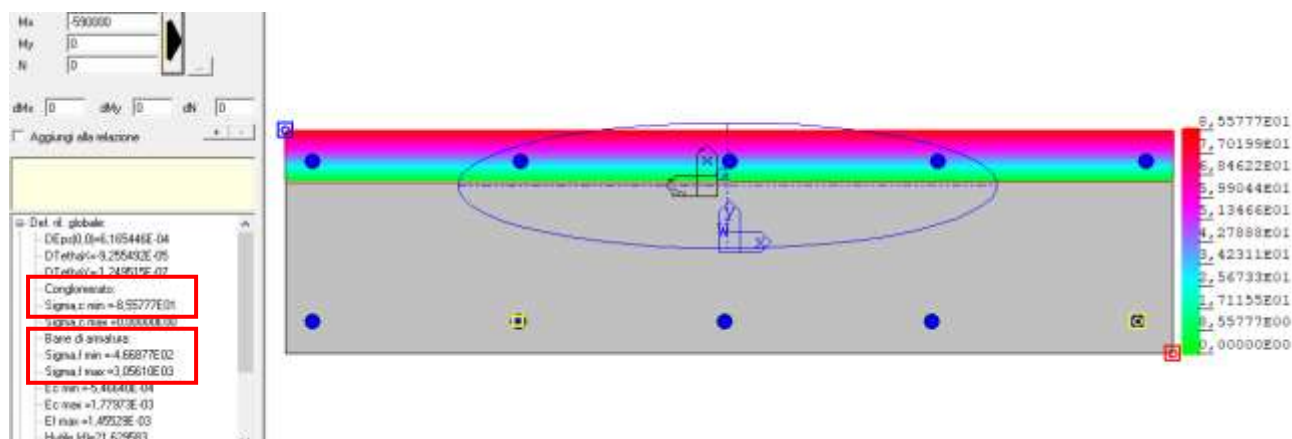
$$\sigma_s = 337 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 59 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 8.5 \text{ MPa} < 14.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 306 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

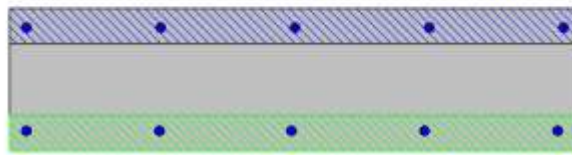
Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 73 \text{ kNm/m}$

Mx	-730000
My	0
N	0
Es/Es	15
Passo (cm)	0.5
Beta 1	1
K1	0.8
K2	0.5
fct	30.2
fct,sr	30.2
Copifero	2.2
Intefero	23.25
fck	320
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="checkbox"/> EC2	
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione	

Ac,eff = 622.9 cmq
 As,eff = 10.1 cmq
 Wm = 0.3458 mm
 W/d = Wm = 0.3458 mm
 Sm = 244.1 mm
 Eps = 0.0014163
 Copifero = 2.2
 Intefero = 23.3
 Sollecitazioni di flessurazione con fct,sr 30.2
 Mx = -373183.4 daNcm
 My = 0.0 daNcm
 N = 0.0 daN



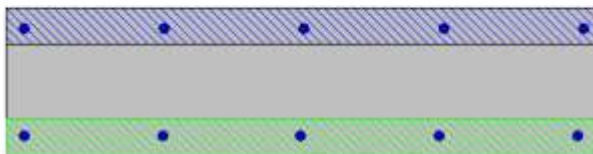
$$w_k = 0.36 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 59 \text{ kNm/m}$

Mx	-590000
My	0
N	0
Es/Es	15
Passo (cm)	0.5
Beta 1	1
K1	0.8
K2	0.5
fct	30.2
fct,sr	30.2
Copifero	2.2
Intefero	23.25
fck	320
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="checkbox"/> EC2	
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione	

Ac,eff = 622.9 cmq
 As,eff = 10.1 cmq
 Wm = 0.261 mm
 W/d = Wm = 0.261 mm
 Sm = 244.1 mm
 Eps = 0.0010693
 Copifero = 2.2
 Intefero = 23.3
 Sollecitazioni di flessurazione con fct,sr 30.2
 Mx = -373183.4 daNcm
 My = 0.0 daNcm
 N = 0.0 daN



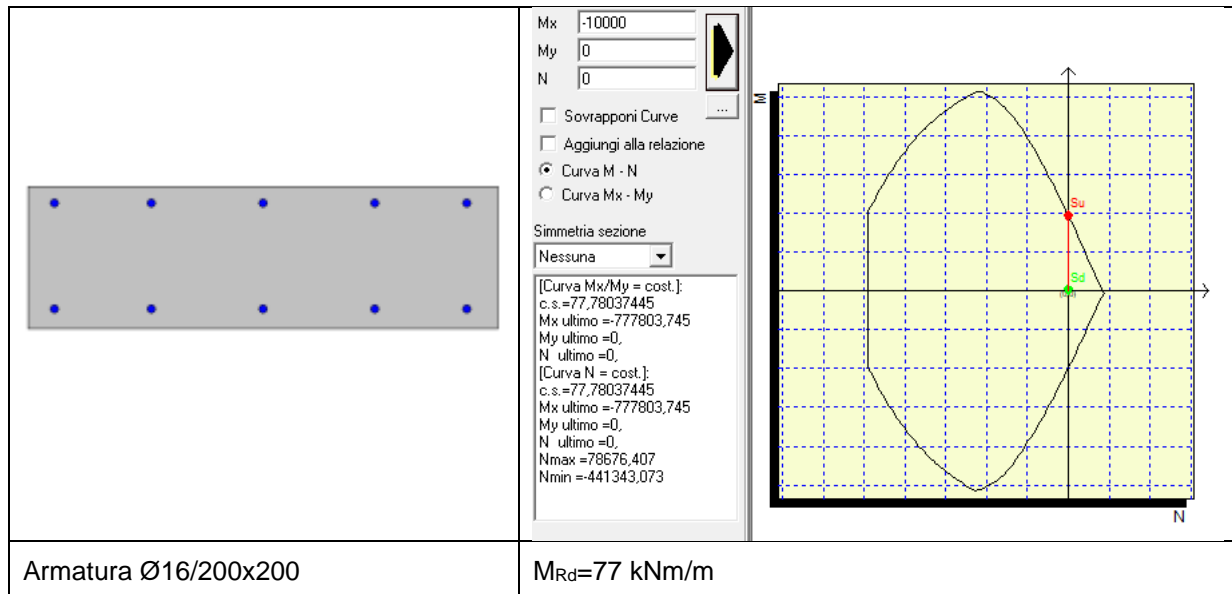
$$w_k = 0.26 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

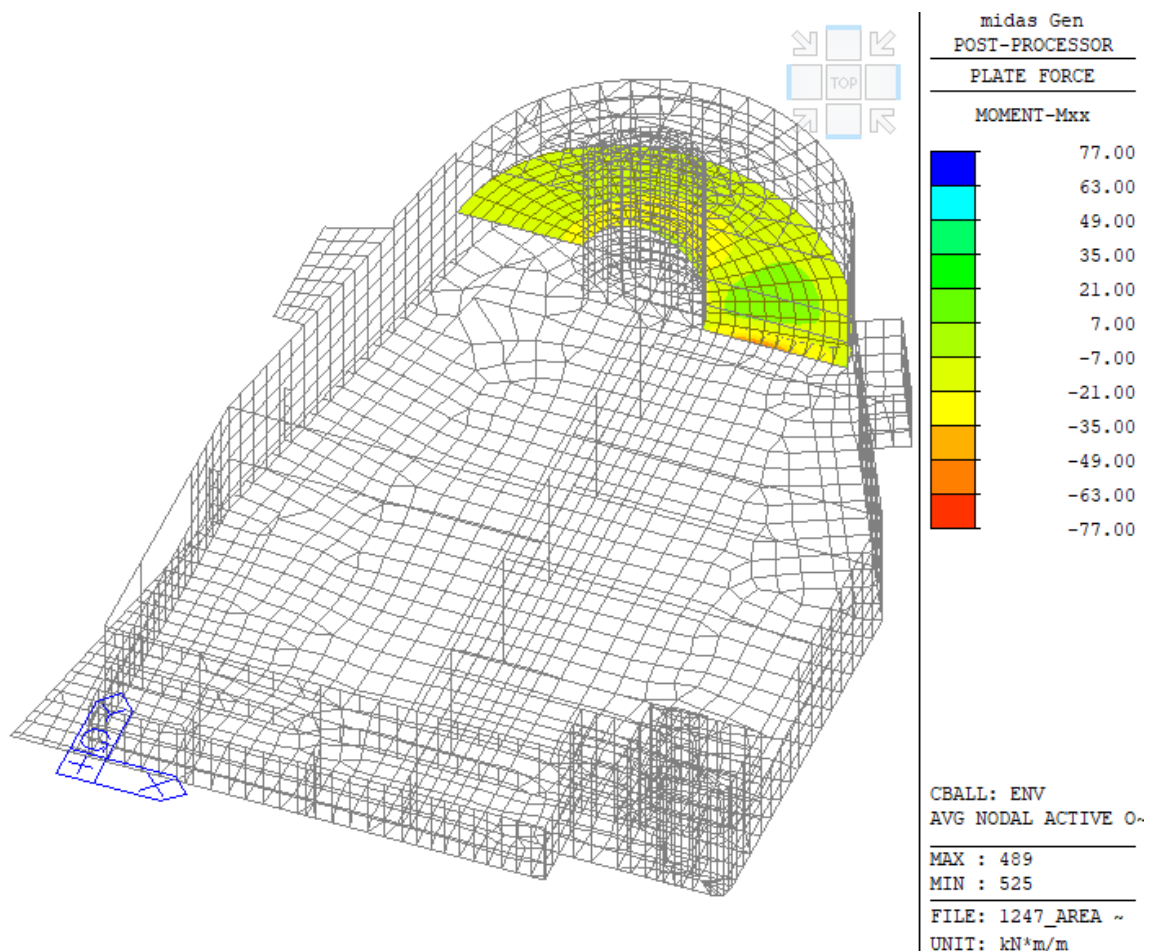
10.11.2 AUTORIMESSA - VERIFICA RAMPA SP=250 mm

Verifica SLU-SLV

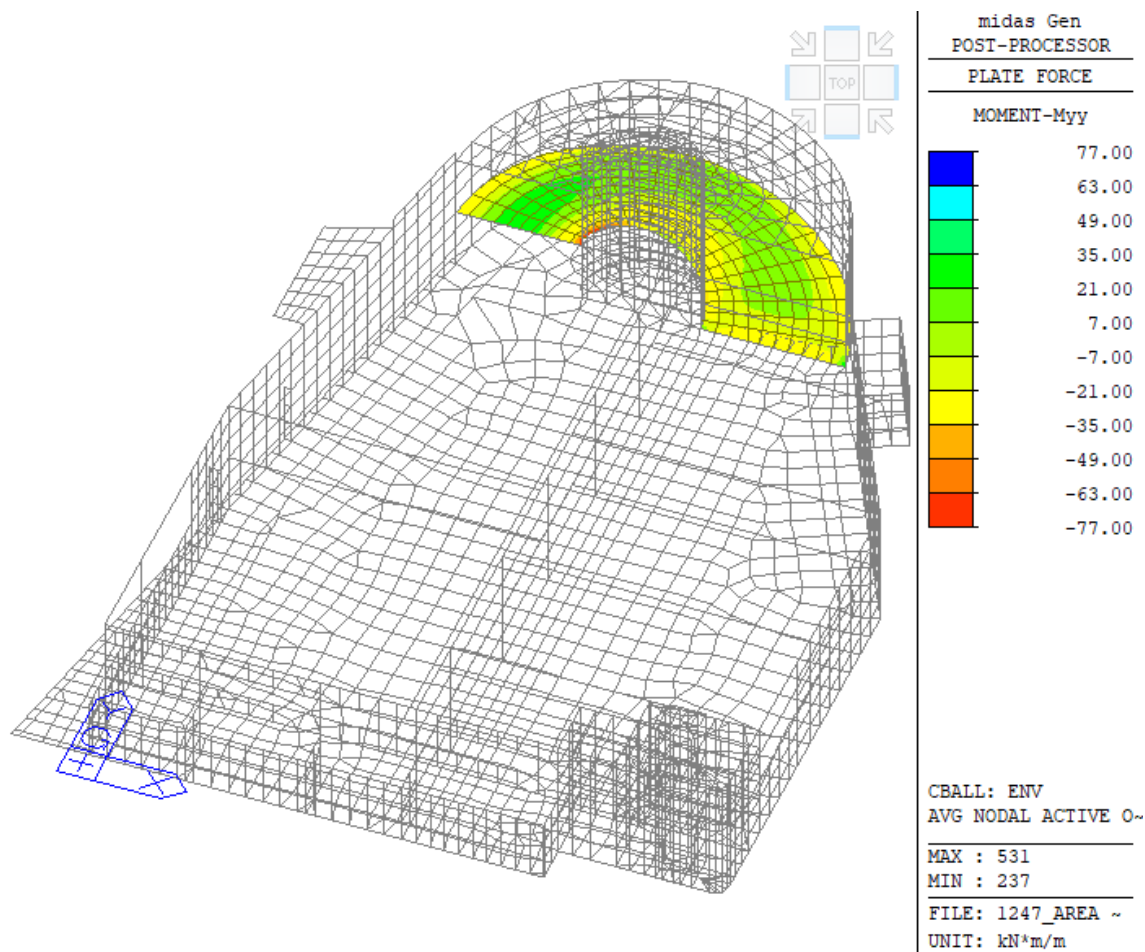
Il dimensionamento della soletta e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura Ø16/200x200 superiore ed inferiore la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.



Involuppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base $\phi 16/200 \times 200$ sup./inf.



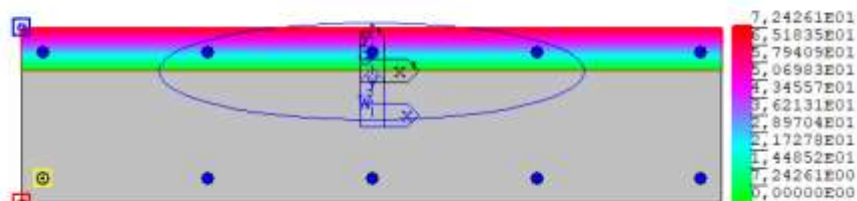
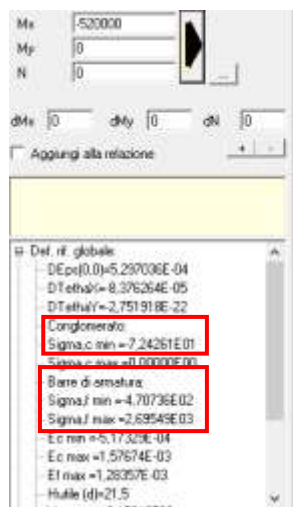
Involuppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 16/200 \times 200$ sup./inf.

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara è pari a $M_{sd} = 52$ kNm/m



$$\sigma_c = 7.3 \text{ MPa} < 19.2 \text{ MPa}$$

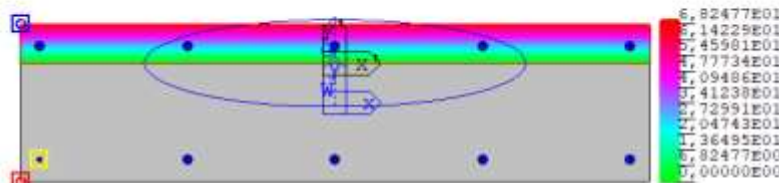
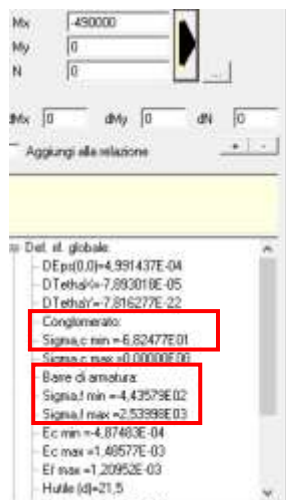
$$\sigma_s = 270 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 49 \text{ kNm/m}$



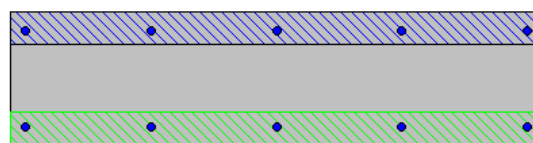
$$\sigma_c = 6.8 \text{ MPa} < 14.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 260 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 50 \text{ kNm/m}$



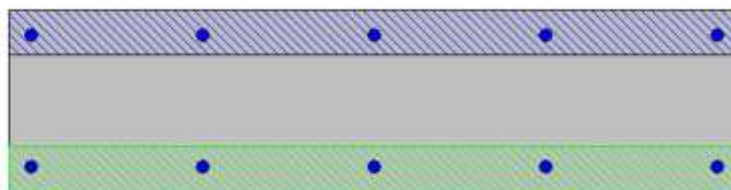
$$w_k = 0.21 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 52 \text{ kNm/m}$

Mx	-490000
My	0
N	0
Es/Ec	15
Passo (cm)	0.5
Beta 1	1
Beta 2	0.5
K1	0.8
K2	0.5
ict	30
ict,ar	30
Copri ferro	2.2
Intaferro	23.5
ick	320
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2	
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione	

Ac,eff = 627.5 cmq
 As,eff = 10.1 cmq
 Wm = 0.1991 mm
 Wd = Wm = 0.1991 mm
 Sm = 244.6 mm
 Eps = 0.0008138
 Copri ferro = 2.2
 Intaferro = 23.5
 Sollecitazioni di flessurazione con ict,ar 30,
 Mx = -371129.7 daNcm
 My = 0.0 daNcm
 N = 0.0 daN



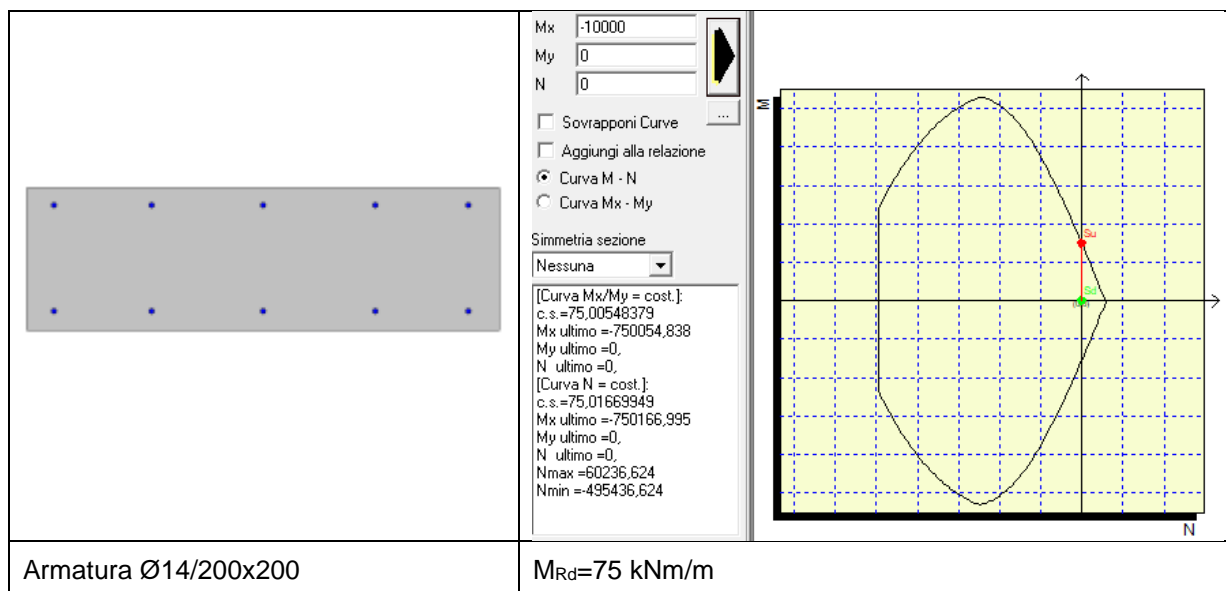
$$w_k = 0.20 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

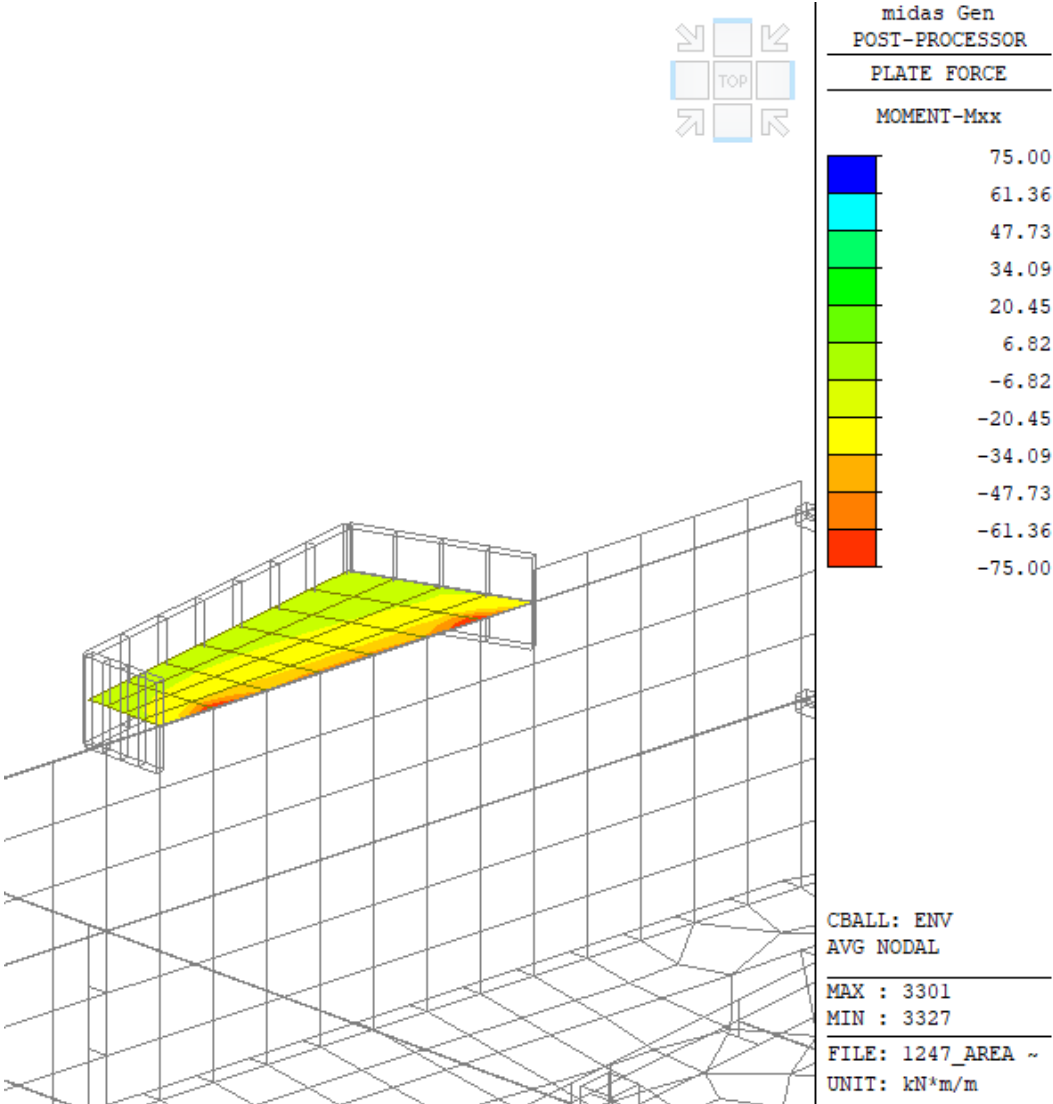
10.11.3 AUTORIMESSA - VERIFICA SBALZO SP=300 mm

Verifica SLU-SLV

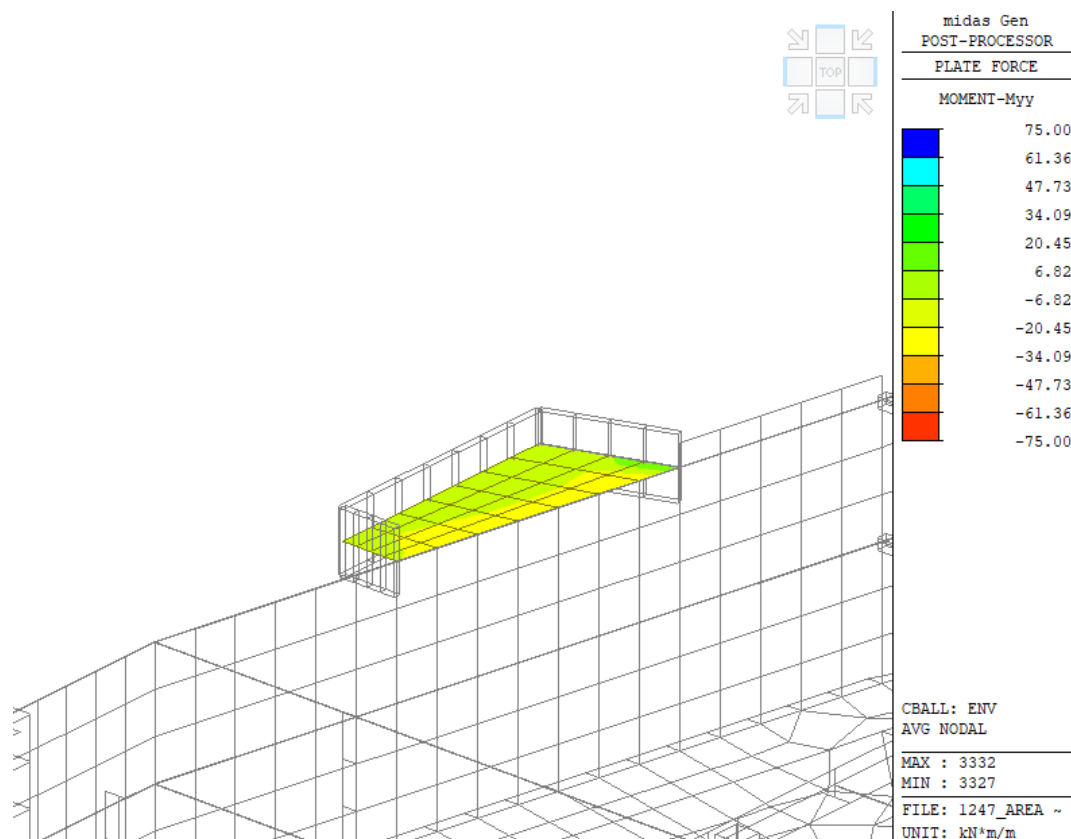
Il dimensionamento della soletta e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura Ø14/200x200 superiore ed inferiore la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.



Inviluppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ sup./inf.



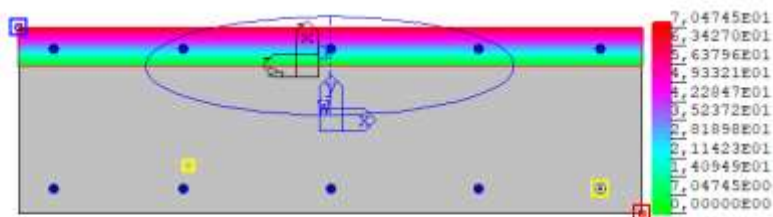
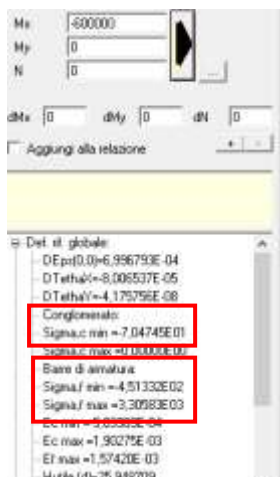
Involuppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ sup./inf.

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara è pari a $M_{sd} = 60 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 7 \text{ MPa} < 19.2 \text{ MPa}$$

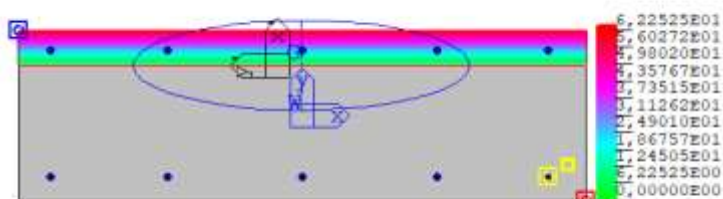
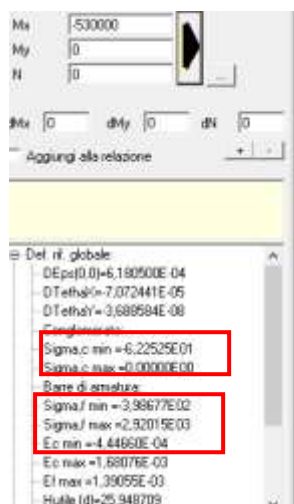
$$\sigma_s = 330 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 53 \text{ kNm/m}$



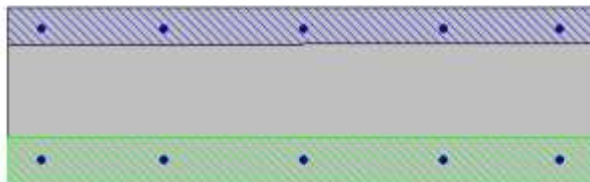
$$\sigma_c = 6.2 \text{ MPa} < 14.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 292 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 55 \text{ kNm/m}$



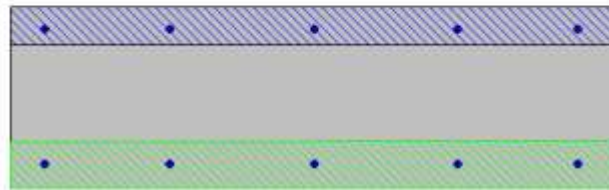
$$w_k = 0.31 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 53 \text{ kNm/m}$

Mx	-530000
My	0
N	0
E _s /E _c	15
Passo (cm)	0.5
Beta 1	1
Beta 2	0.5
K ₁	0.8
K ₂	0.5
l _{ct}	30.2
l _{ct,ar}	30.2
Capifess	3.4
Intefess	21.37
l _{ck}	320
<input type="checkbox"/> DM 95 <input checked="" type="checkbox"/> EC2	
<input type="checkbox"/> Aggiung. alla relazione	

A_{s,eff} = 793.6 cmq
 A_{s,eff} = 7.7 cmq
 W_m = 0.2364 mm
 W_d = W_m = 0.2364 mm
 S_m = 357.7 mm
 E_{ps} = 0.000343
 Capifess = 3.4
 Intefess = 21.4
 Sollecitazioni di fessurazione con l_{ct,ar} 30.2
 M_x = -510209.2 daNm
 M_y = 0.0 daNm
 N = 0.0 daN



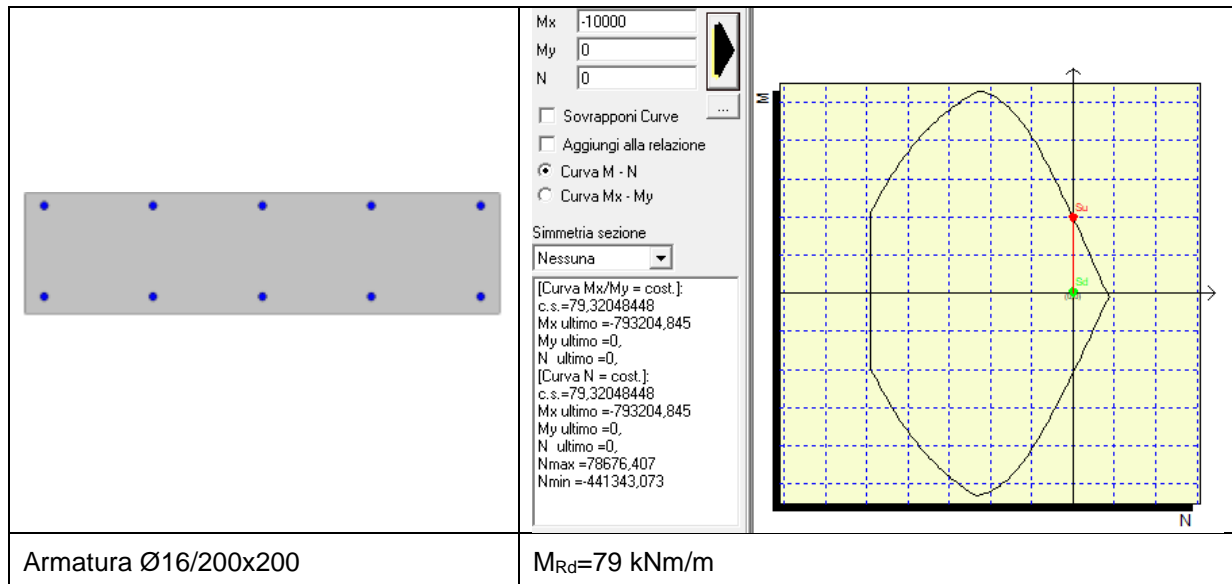
$$1 \quad w_k = 0.29 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

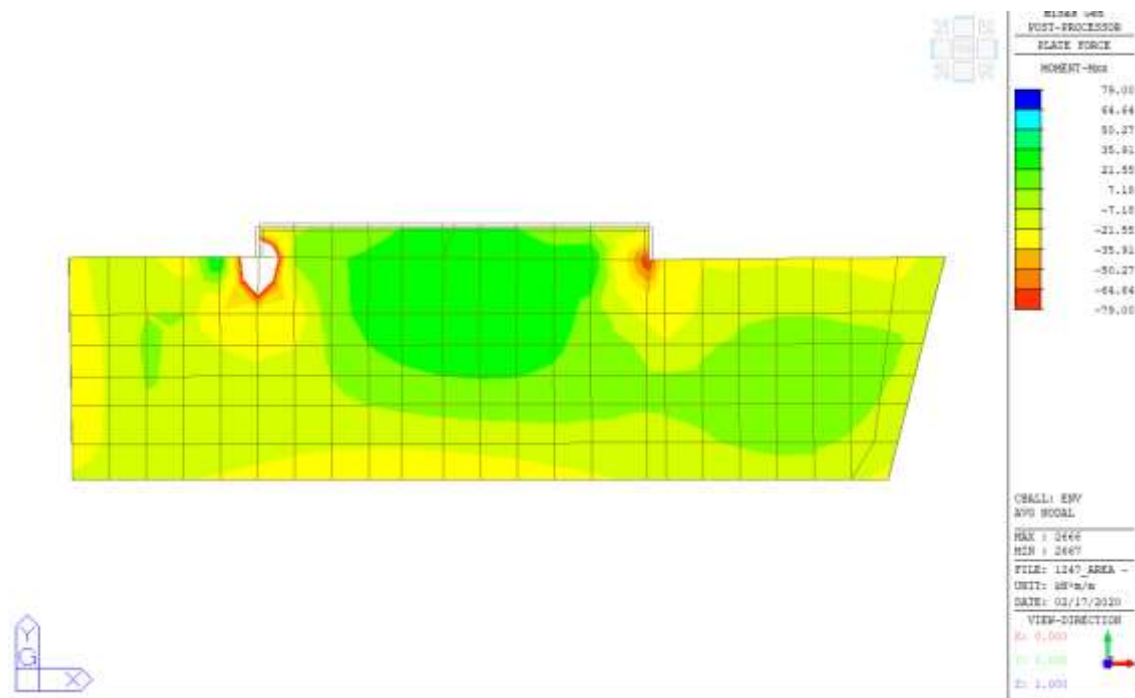
10.11.4 CORPO SECONDARIO E BAR - VERIFICA SOLETTA SP=250 mm

Verifica SLU-SLV

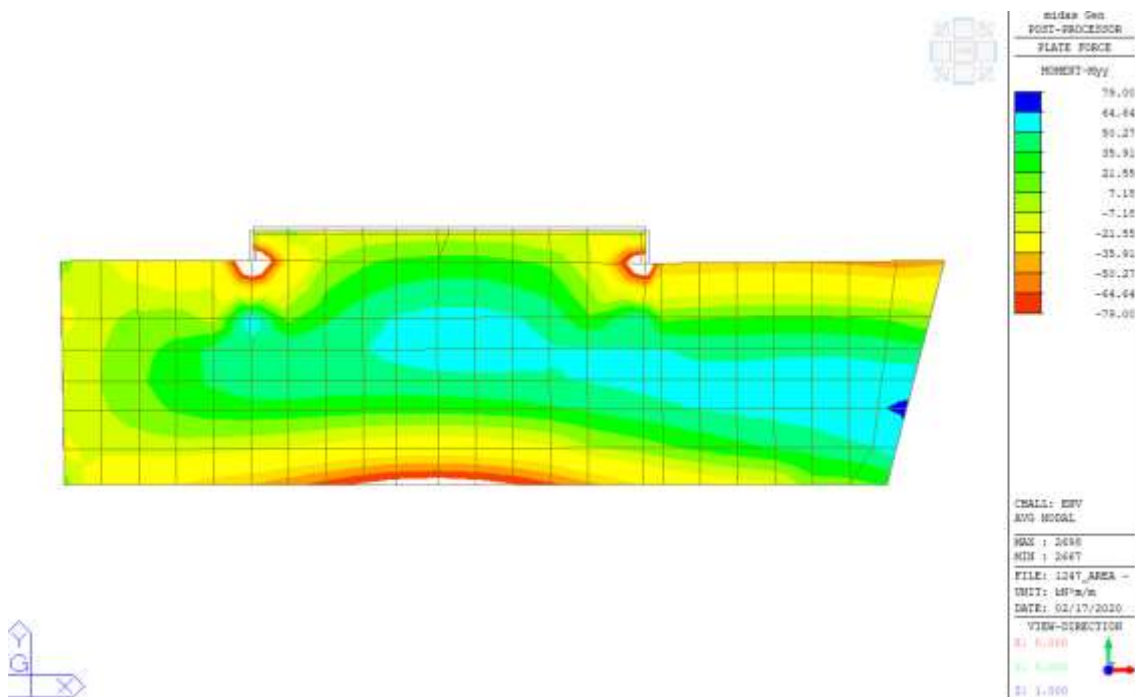
Il dimensionamento della soletta e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura Ø16/200x200 superiore ed inferiore la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.



Inviluppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base $\phi 16/200 \times 200$ sup./inf.



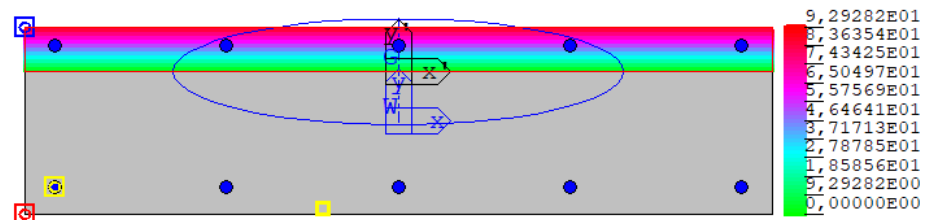
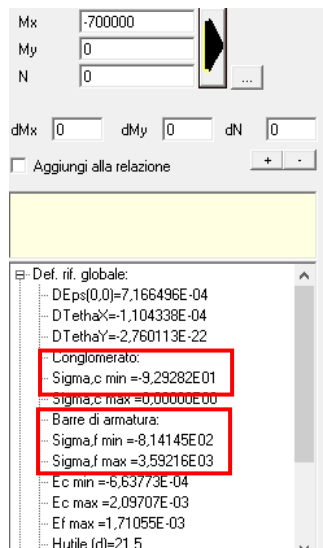
Inviluppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 16/200 \times 200$ sup./inf.

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara è pari a $M_{Sd} = 70$ kNm/m



$$\sigma_c = 9.3 \text{ MPa} < 19.2 \text{ MPa}$$

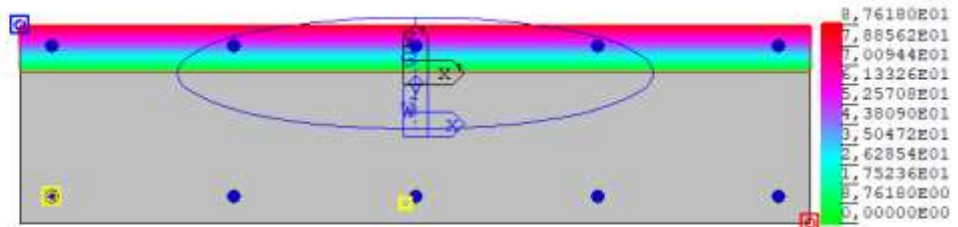
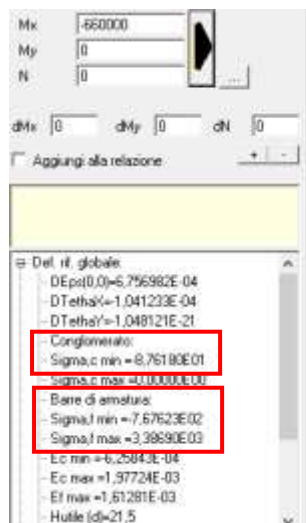
$$\sigma_s = 359 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 66 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 8.8 \text{ MPa} < 14.4 \text{ MPa}$$

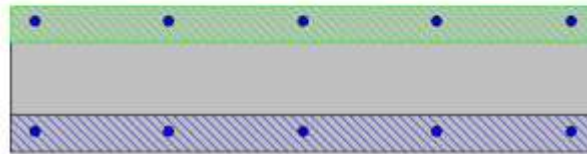
$$\sigma_s = 339 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 68 \text{ kNm/m}$

Mx	680000	
My	0	
N	0	
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	1	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K1	0.4	
K2	0.12	<input checked="" type="checkbox"/>
lct	20	
lct,si	20	
Copriero	1.7	<input type="checkbox"/>
Intefero	23	<input type="checkbox"/>
lck	320	
<input type="checkbox"/> DM 95 <input checked="" type="checkbox"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Ac,eff = 622.0 cmq As,eff = 10.1 cmq W/m = 0.2618 mm W/d = W/m = 0.2618 mm Sm = 233.5 mm Eps = 0.0012064 Copriero = 1.7 Intefero = 23.0 Sollecitazioni di fessurazione con lct,si 20. Mx = 253080.8 daNcm My = 0.0 daNcm N = 0.0 daN		

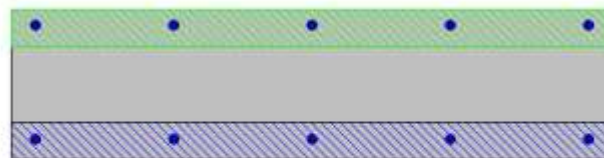


$$w_k = 0.28 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 66 \text{ kNm/m}$

Mx	660000	
My	0	
N	0	
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	1	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.8
K1	0.4	
K2	0.12	<input checked="" type="checkbox"/>
lct	20	
lct,si	20	
Copriero	1.7	<input type="checkbox"/>
Intefero	23	<input type="checkbox"/>
lck	320	
<input type="checkbox"/> DM 95 <input checked="" type="checkbox"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Ac,eff = 622.0 cmq As,eff = 10.1 cmq W/m = 0.2709 mm W/d = W/m = 0.2709 mm Sm = 233.5 mm Eps = 0.0011593 Copriero = 1.7 Intefero = 23.0 Sollecitazioni di fessurazione con lct,si 20. Mx = 253080.8 daNcm My = 0.0 daNcm N = 0.0 daN		



$$w_k = 0.27 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

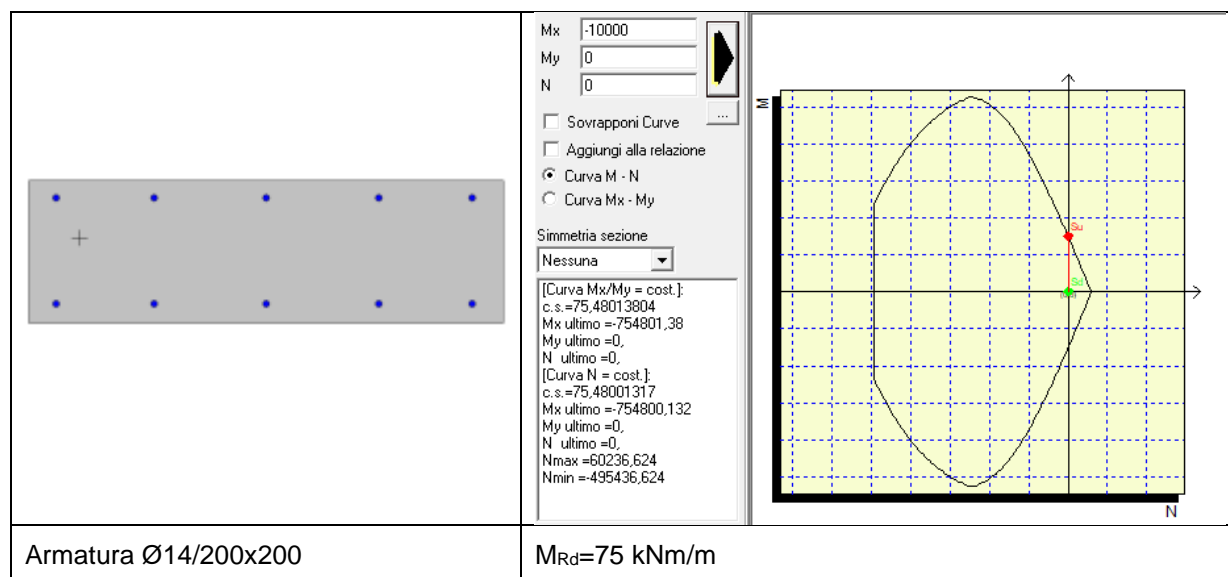
La verifica è soddisfatta.

10.12 PARETI IN C.A.

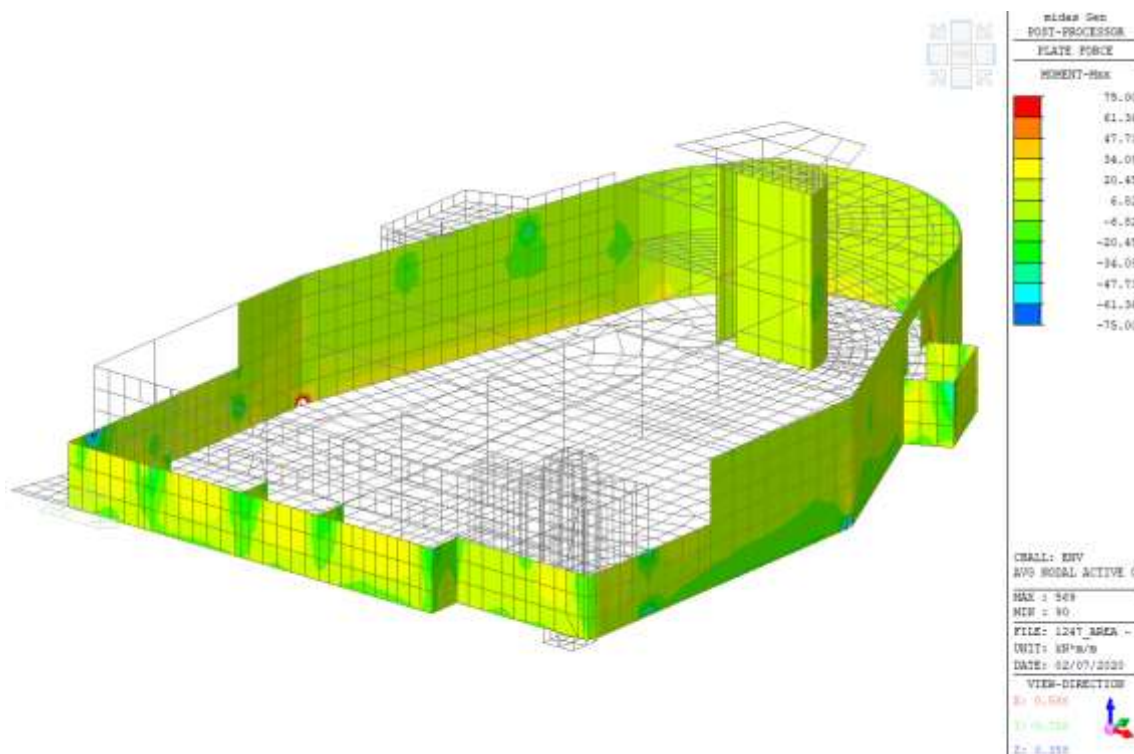
10.12.1 AUTORIMESSA - VERIFICA PARETE SP=300 mm

Verifica SLU-SLV

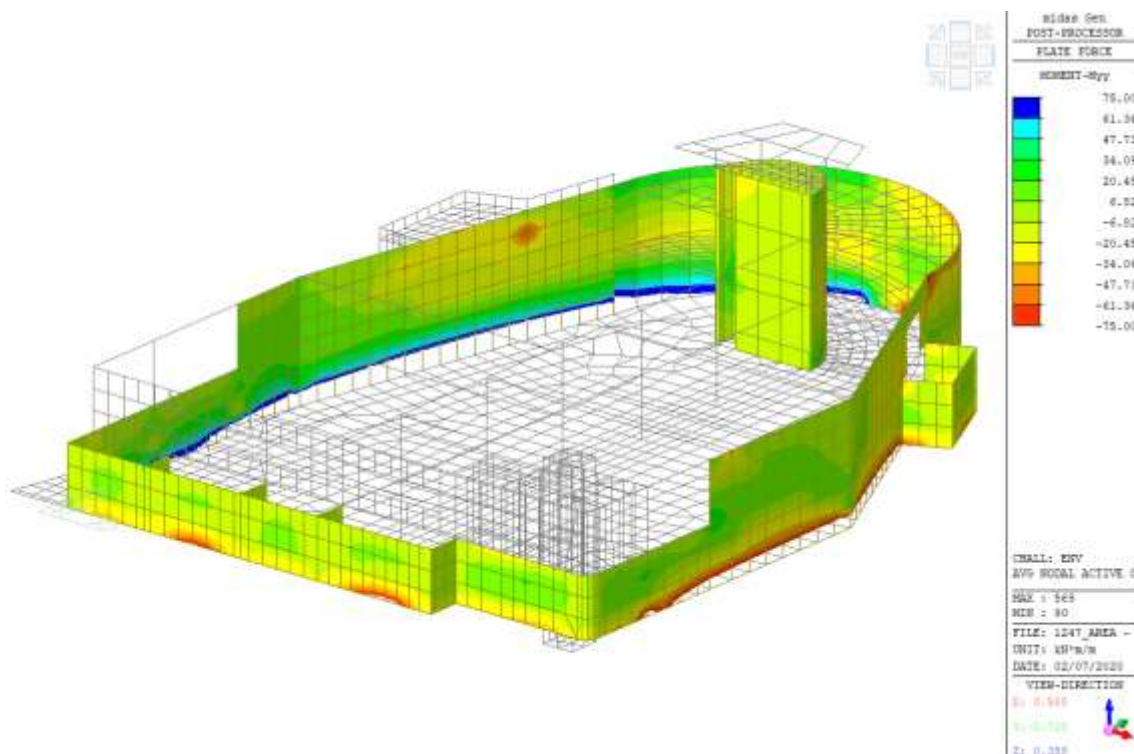
Il dimensionamento delle pareti e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU+SLV) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura $\varnothing 14/200 \times 200$ su entrambe le facce la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.

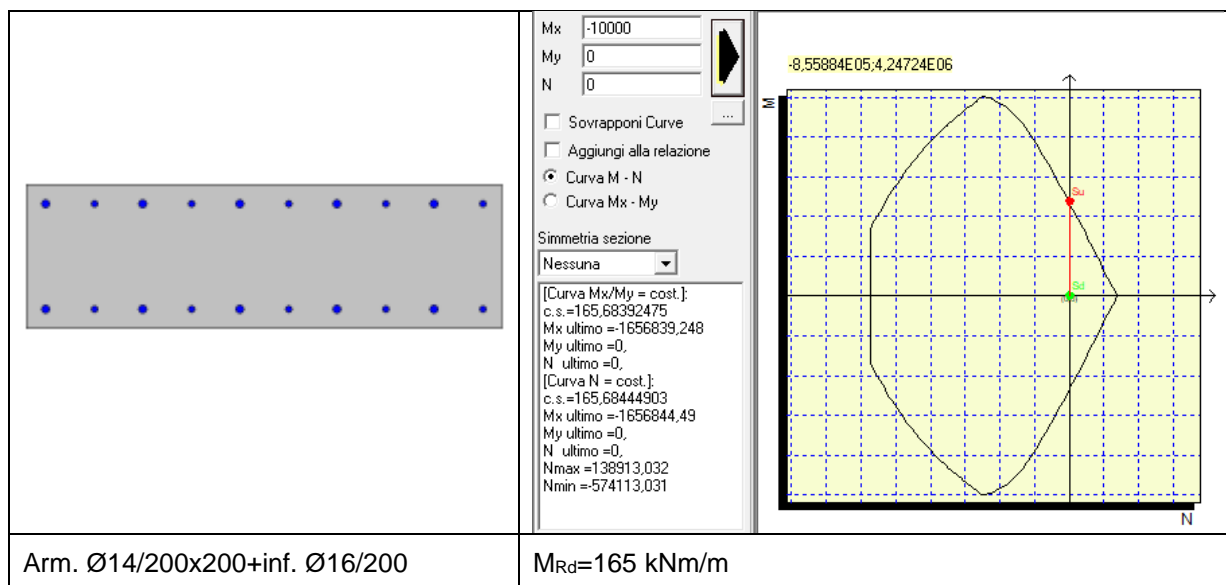


Involuppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base Ø14/200x200 su entrambe le facce

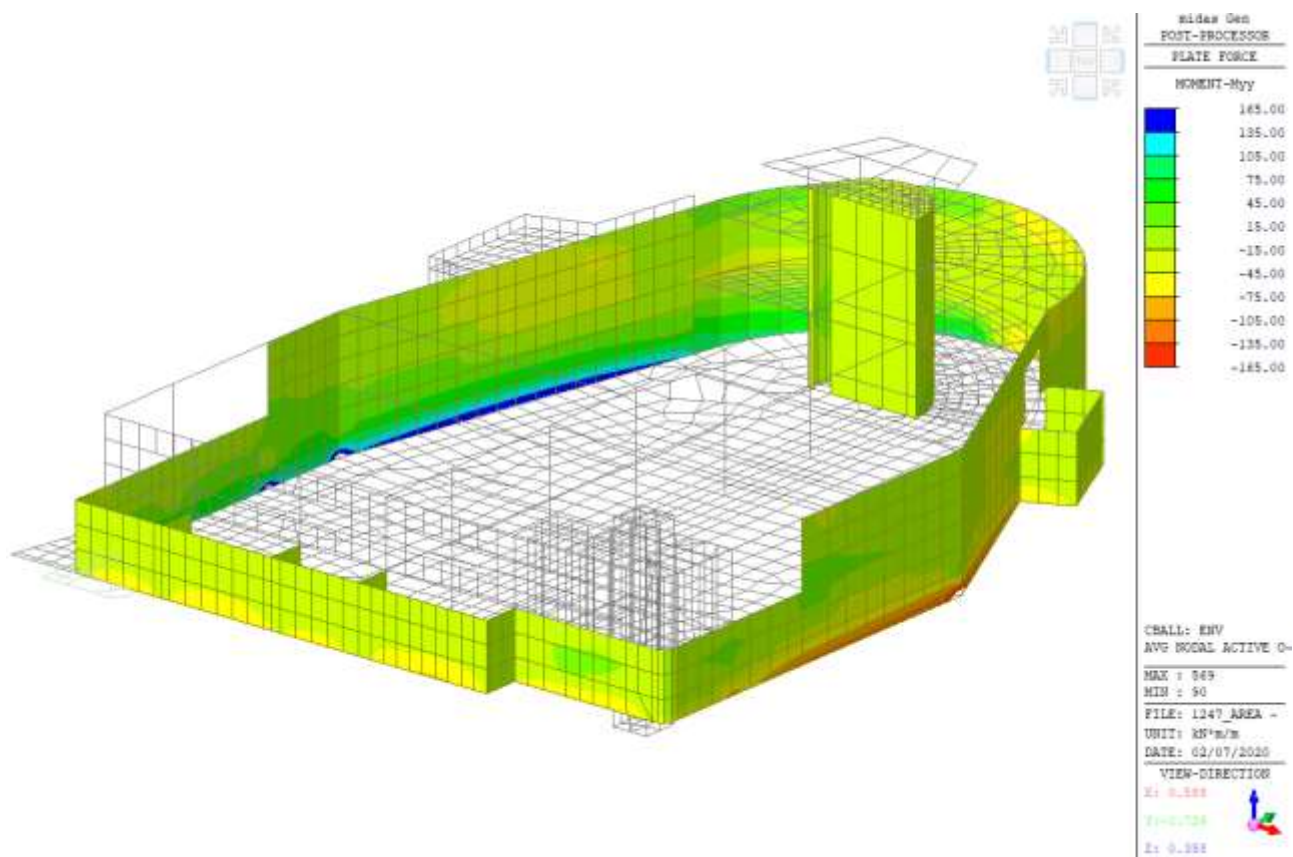


Involuppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ su entrambe le facce

La verifica è soddisfatta a meno di una porzione in cui si prevede infittimento nella sola direzione verticale con $\phi 16/200$ su entrambe le facce, di seguito il valore del momento resistente:



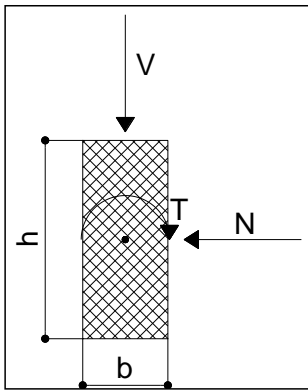
Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura aggiuntiva è sufficiente.



Involuppo SLU - SLV momento flettente M_{xy} – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ + infittimento dir. verticale $\phi 16/200$

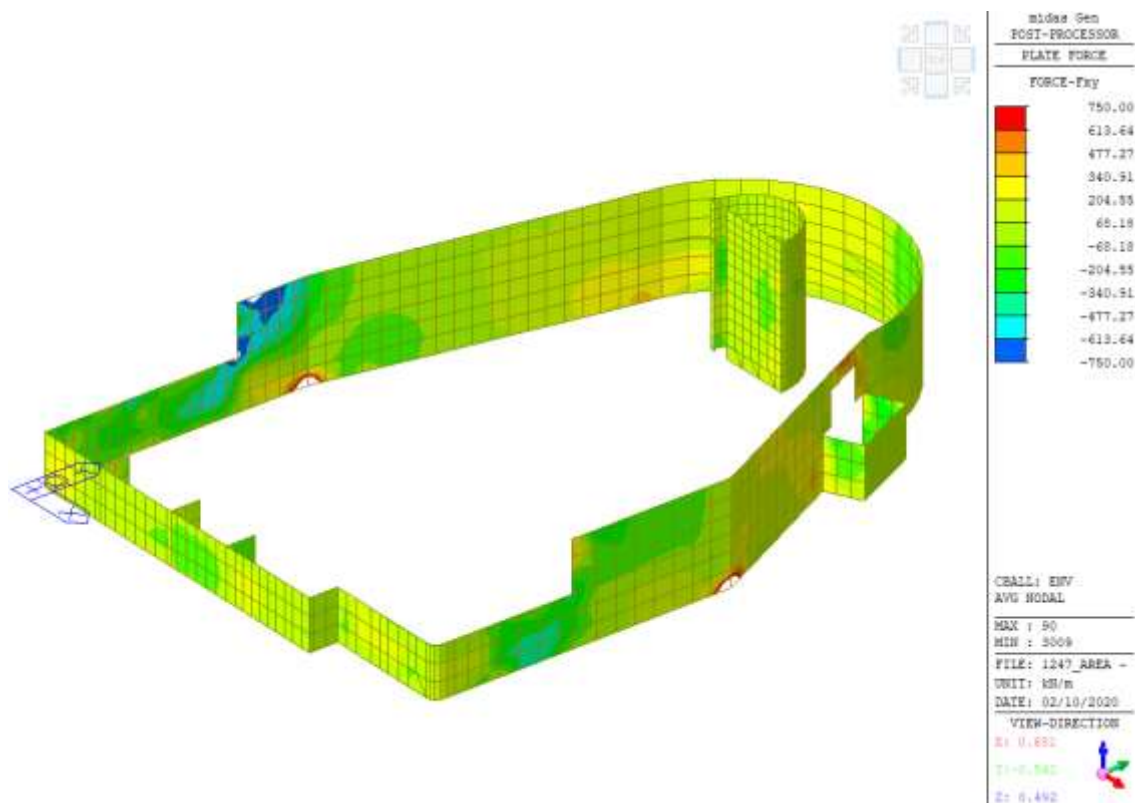
La verifica è soddisfatta.

L'armatura orizzontale $\phi 14/200$ viene dimensionata, anche per resistere allo sforzo di taglio parallelo alla stessa. La verifica è eseguita mediante foglio elettronico, il quale restituisce:

Geometria		Materiali	
b[mm]=	300	fck[Mpa]=	32
h[mm]=	1000	fc'd[Mpa]	18.13
copri ferro lordo[mm]=	30	f _{yd} [Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	14	E _c [Mpa]=	33091
Numero barre tese =	5	E _s [a]=	206000
Diametro armatura compressa[mm]=	14	Azioni	
Numero barre compresse =	5	N[kN]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	10	V[kN]=	750.0
Percentuale armatura verticale/longitudinale	0.0051	T[kNm]=	0
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	14		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	200		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	22		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	0		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	0		
Verifica a taglio			
V _{rd} [kN]=	129	Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
V _{rsd} [kN]=	1301	Resistenza per rottura armatura a taglio	
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$			
V _{rcd} [kN]=	825	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$			
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$		825	Verifica superata. C.S. = 1.10

Si riporta la mappa cromatica delle sollecitazioni massime supportabili al fine di verificare che l'armatura è sufficiente:

Taglio F_{xy}

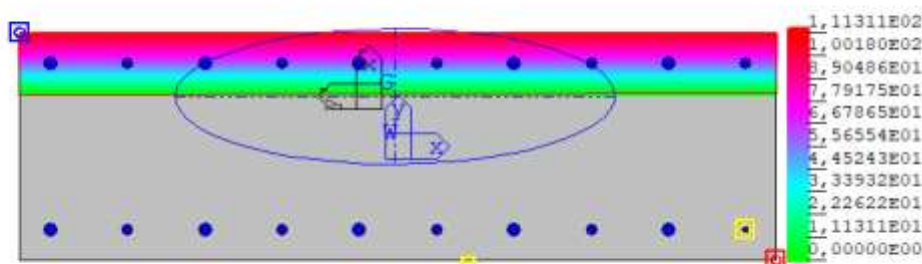
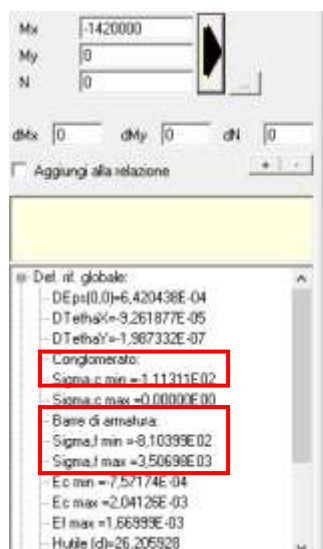


La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara è pari a $M_{sd} = 142 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 11.1 \text{ MPa} < 19.2 \text{ MPa}$$

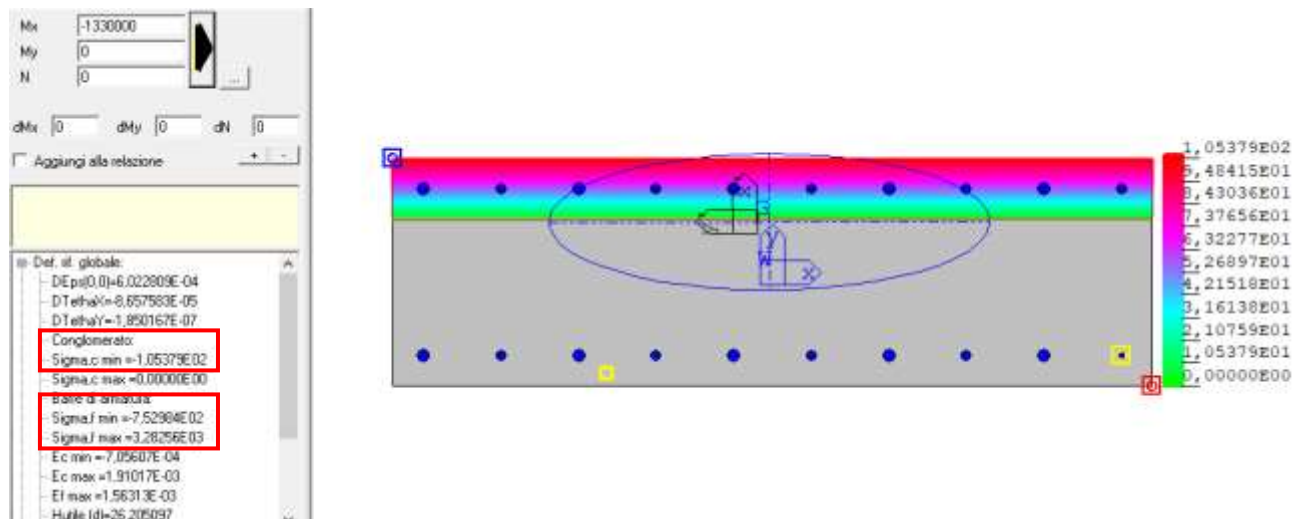
$$\sigma_s = 351 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 133 \text{ kNm/m}$



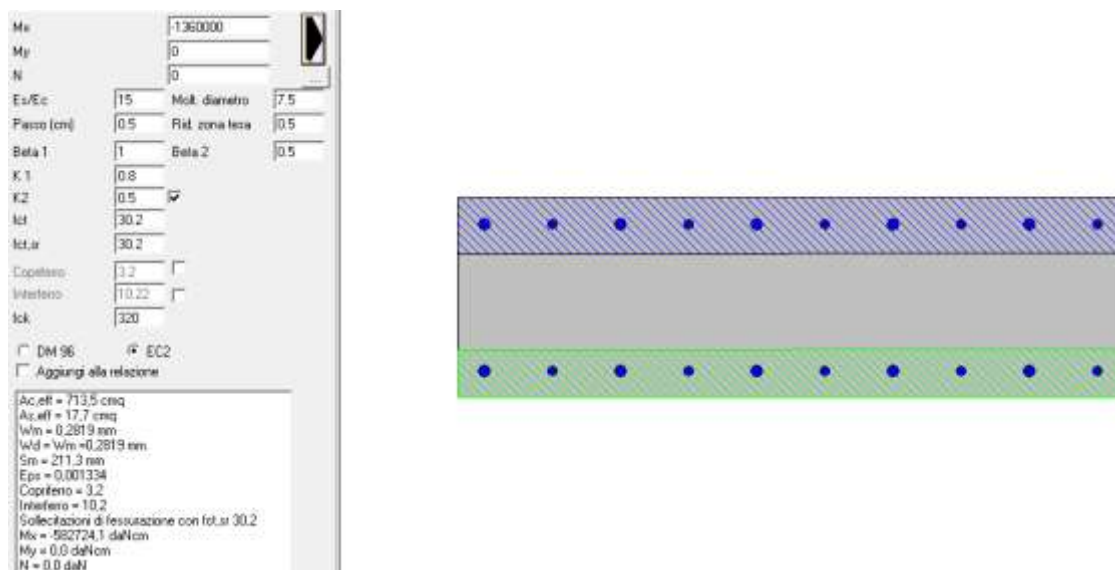
$$\sigma_c = 10.5 \text{ MPa} < 14.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 328 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 136 \text{ kNm/m}$

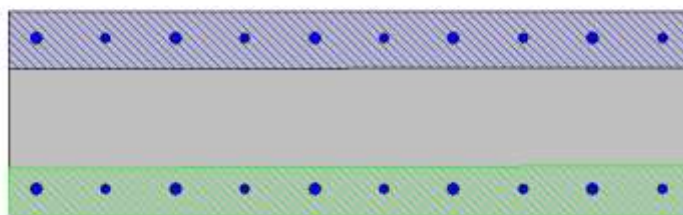


$$w_k = 0.28 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 133 \text{ kNm/m}$

Mx	-1330000		
My	0		
N	0		
Es/Es	15	Mol. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.5
K1	0.8		
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	30.2		
fct,cr	30.2		
Capifero	3.2	<input type="checkbox"/>	
Interfero	10.22	<input type="checkbox"/>	
hok	320		
<input type="checkbox"/> DM 95 <input checked="" type="checkbox"/> EC2			
Aggiungi alla relazione			
Ac,eff = 713.5 cmq			
As,eff = 17.7 cmq			
w/m = 0.2744 mm			
w/d = w/m = 0.2744 mm			
Sm = 211.3 mm			
Eps = 0.0012986			
Capifero = 3.2			
Interfero = 10.2			
Solllecitazioni di fissurazione con fct,cr 30.2			
Mx = -58.2724.1 da Ncm			
My = 0.0 da Ncm			
N = 0.0 da N			



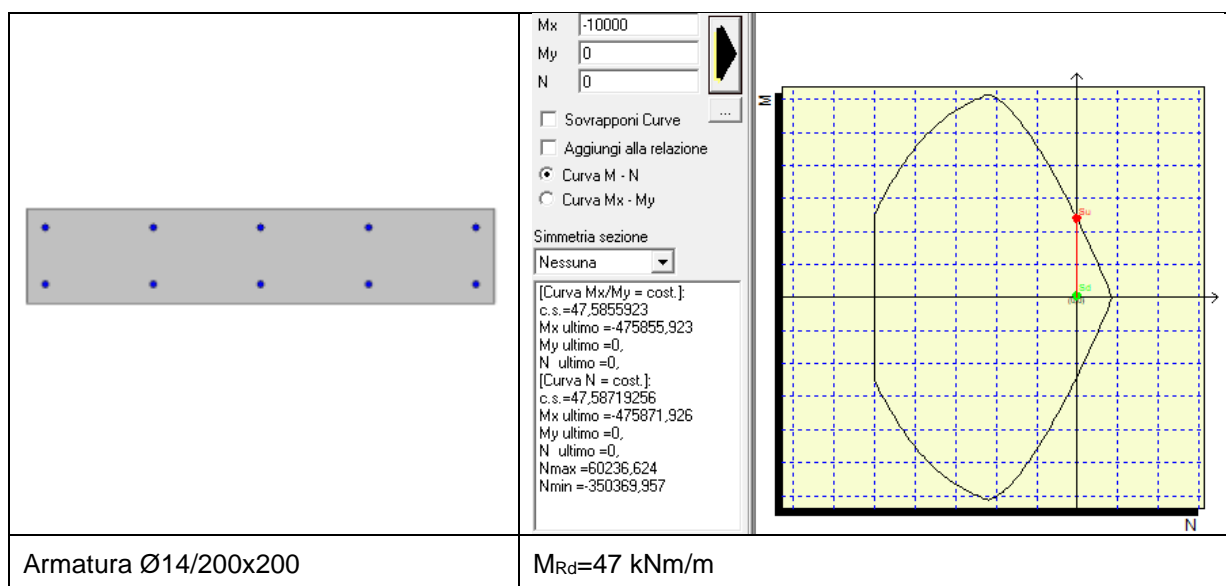
$$w_k = 0.27 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

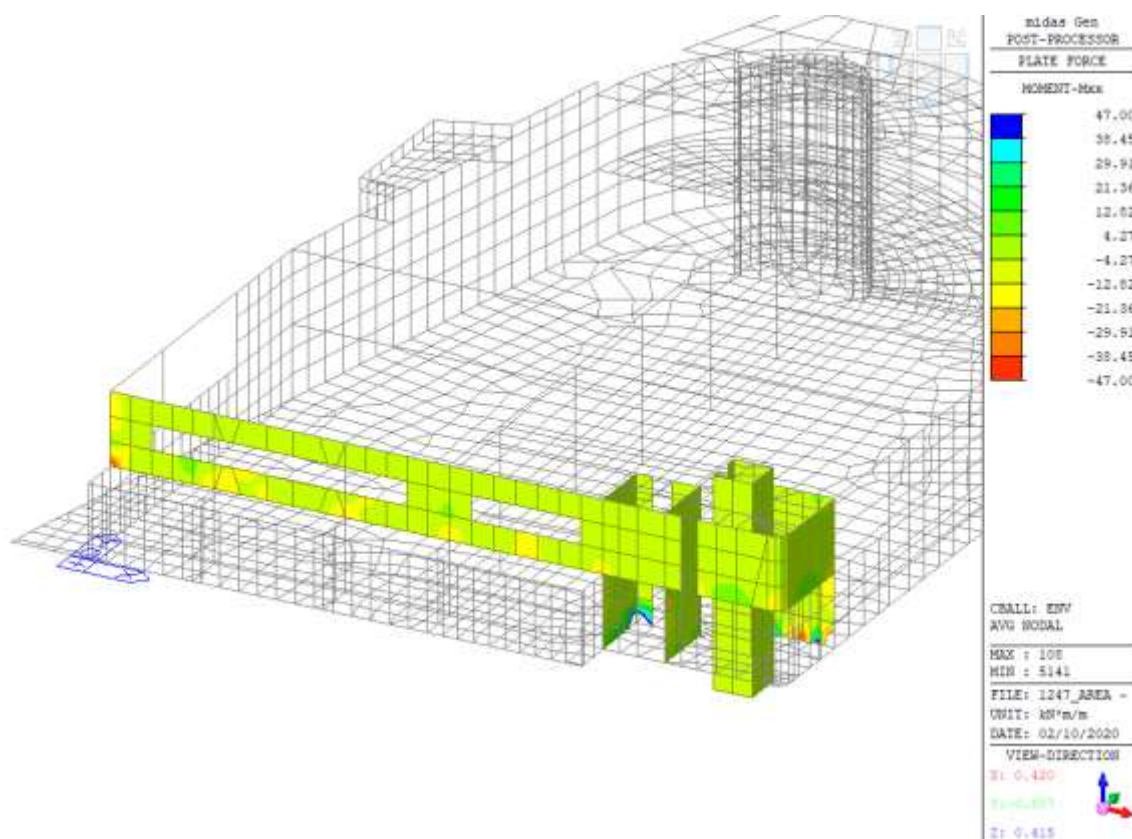
10.12.2 AUTORIMESSA - VERIFICA PARETE SP=200 mm

Verifica SLU-SLV

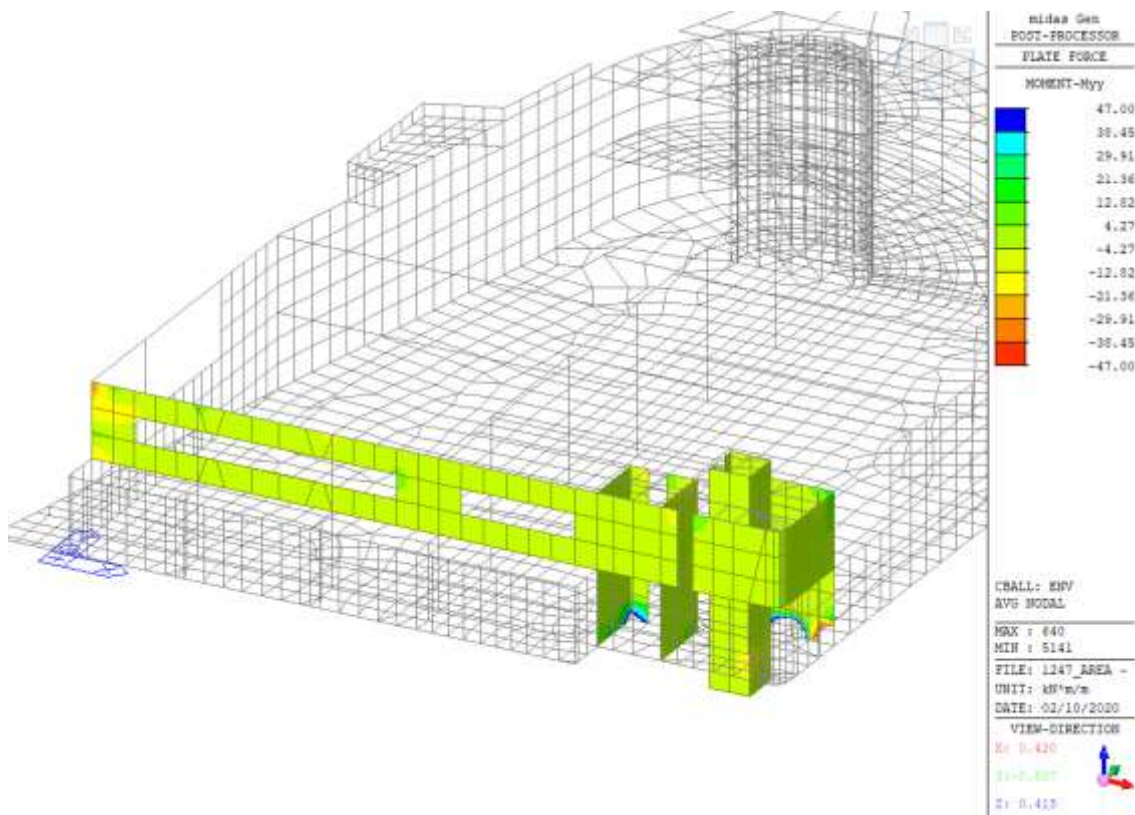
Il dimensionamento delle pareti e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU+SLV) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura Ø14/200x200 su entrambe le facce la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.



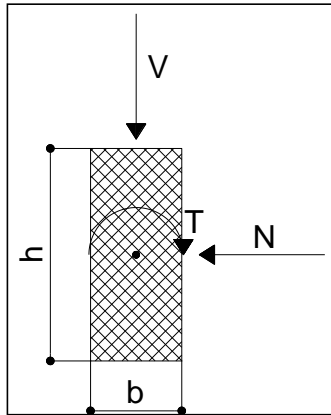
Inviluppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ su entrambe le facce



Inviluppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ su entrambe le facce

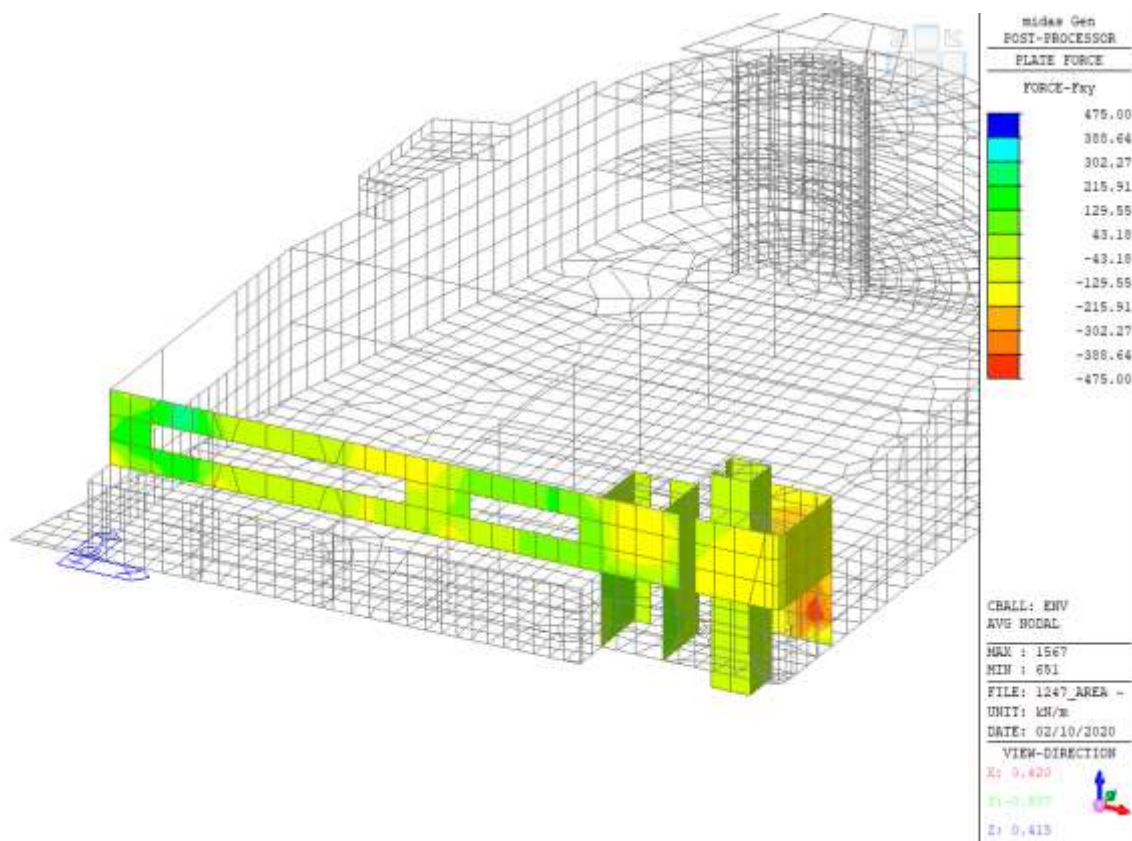
La verifica è soddisfatta

L'armatura orizzontale Ø14/200 viene dimensionata, anche per resistere allo sforzo di taglio parallelo alla stessa. La verifica è eseguita mediante foglio elettronico, il quale restituisce:

Geometria		Materiali	
b[mm]=	200	fck[Mpa]=	32
h[mm]=	1000	fcd[Mpa]	18.13
copriferro lordo[mm]=	30	fyd[Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	14	Ec[Mpa]=	33091
Numero barre tese =	5	Es[a]=	206000
Diametro armatura compressa[mm]=	14	Azioni	
Numero barre compresse =	5	N[kN]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	10	V[kN]=	475.0
Percentuale armatura verticale/longitudinale	0.0077	T[kNm]=	0
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	14		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	200		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	22		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	0		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	0		
Verifica a taglio			
Vrd[kN]=	98	Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Vrsd[kN]=	1301	Resistenza per rottura armatura a taglio	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$			
Vrcd[kN]=	550	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$			
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$	550	Verifica superata. C.S. =	1.16

Si riporta la mappa cromatica delle sollecitazioni massime sopportabili al fine di verificare che l'armatura è sufficiente:

Taglio Fxy

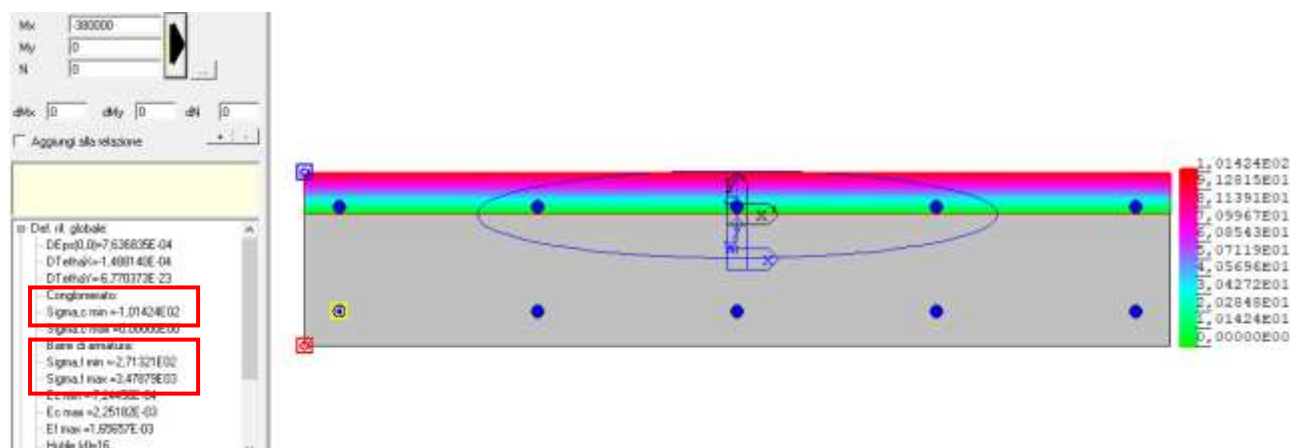


La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara è pari a $M_{sd} = 38 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 10.1 \text{ MPa} < 19.2 \text{ MPa}$$

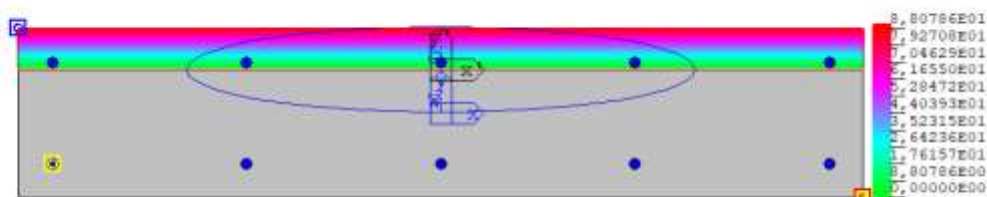
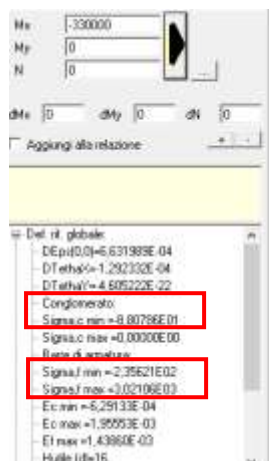
$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 33 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 8.8 \text{ MPa} < 14.4 \text{ MPa}$$

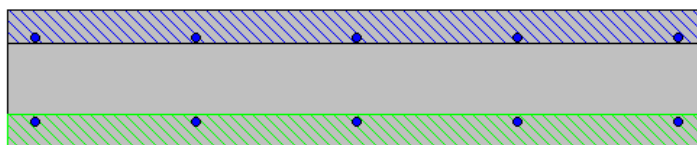
$$\sigma_s = 302 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 36 \text{ kNm/m}$

Mx: -360000
 My: 0
 N: 0
 Es/Ec: 15 Molt. diametro: 7.5
 Passo (cm): 0.5 Rid. zona tesa: 0.5
 Beta 1: 1 Beta 2: 0.5
 K1: 0.8
 K2: 0.5
 fct: 30.2
 fct,sr: 30.2
 Copri ferro: 3.3
 Interferro: 23
 fck: 320
☐ DM 96 ☒ EC2
☒ Aggiungi alla relazione
 Ac,eff = 504.4 cmq
 As,eff = 7.7 cmq
 Wm = 0.2991 mm
 Wd = Wm = 0.2991 mm
 Sm = 258.8 mm
 Eps = 0.0011557
 Copri ferro = 3.3
 Interferro = 23.0
 Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 30.2
 Mx = -226437.5 daNcm
 My = 0.0 daNcm
 N = 0.0 daN



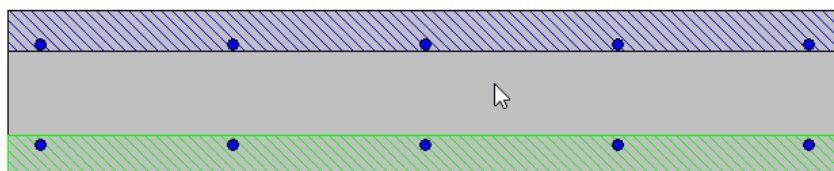
$$w_k = 0.3 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 33 \text{ kNm/m}$

Mx	-330000	
My	0	
N	0	
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.5
K 1	0.8	
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	30.2	
fct,sr	30.2	
Copriferro	3.3	<input type="checkbox"/>
Interferro	23	<input type="checkbox"/>
fck	320	
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		

Ac,eff = 504,4 cmq
 As,eff = 7,7 cmq
 Wm = 0,2653 mm
 Wd = Wm = 0,2653 mm
 Sm = 258,8 mm
 Eps = 0,0010249
 Copriferro = 3,3
 Interferro = 23,0
 Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 30,2
 Mx = -226437,5 daNcm
 My = 0,0 daNcm
 N = 0,0 daN



$$w_k = 0.27 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

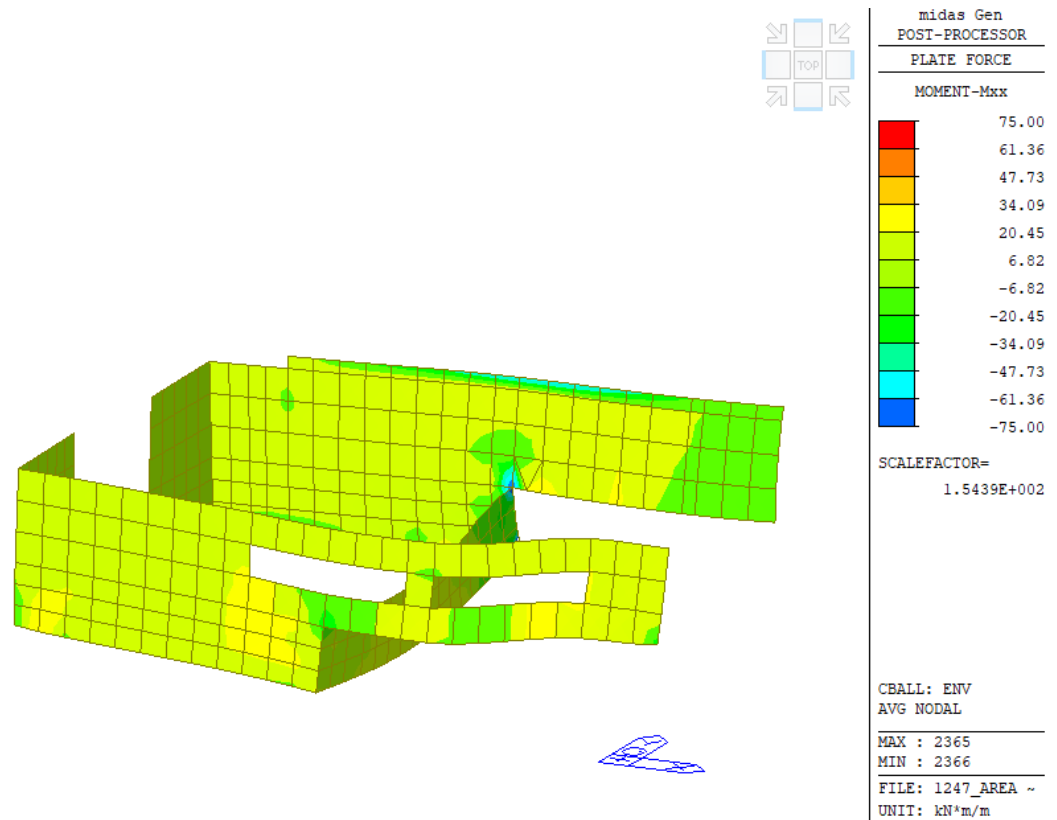
10.12.3 CORPO SECONDARIO E BAR - VERIFICA PARETE SP=300 mm

Verifica SLU-SLV

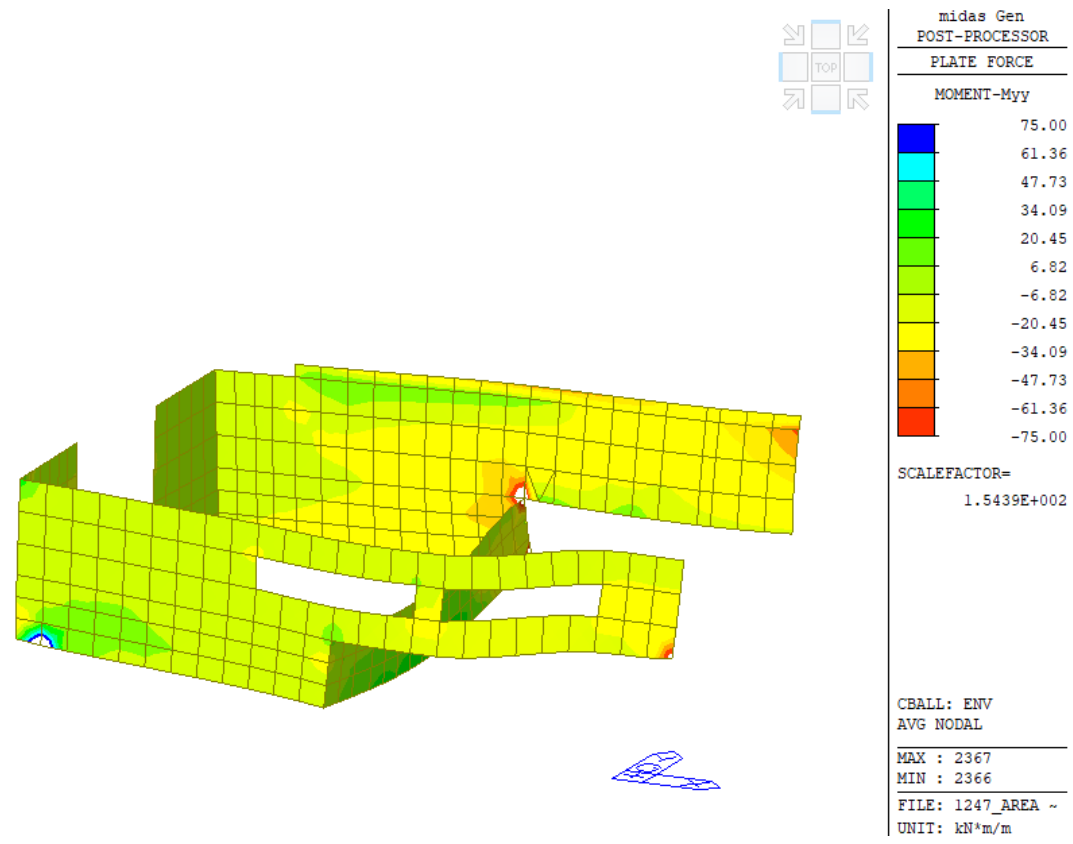
Il dimensionamento delle pareti e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU+SLV) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura Ø14/200x200 su entrambe le facce la quale restituisce un momento resistente pari a:

	<table border="1"> <tr> <td>Mx</td> <td>-10000</td> </tr> <tr> <td>My</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>N</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td colspan="2"> <input type="checkbox"/> Sovrapponi Curve <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione <input checked="" type="radio"/> Curva M - N <input type="radio"/> Curva Mx - My </td> </tr> <tr> <td colspan="2"> Simmetria sezione Nessuna </td> </tr> <tr> <td colspan="2"> [Curva Mx/My = cost.]: c.s.=75,8188676 Mx ultimo =758188,676 My ultimo =0, N ultimo =0, [Curva N = cost.]: c.s.=75,82258745 Mx ultimo =-758225,874 My ultimo =0, N ultimo =0, Nmax =60236,624 Nmin =-495436,624 </td> </tr> </table>	Mx	-10000	My	0	N	0	<input type="checkbox"/> Sovrapponi Curve <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione <input checked="" type="radio"/> Curva M - N <input type="radio"/> Curva Mx - My		Simmetria sezione Nessuna		[Curva Mx/My = cost.]: c.s.=75,8188676 Mx ultimo =758188,676 My ultimo =0, N ultimo =0, [Curva N = cost.]: c.s.=75,82258745 Mx ultimo =-758225,874 My ultimo =0, N ultimo =0, Nmax =60236,624 Nmin =-495436,624		
	Mx	-10000												
My	0													
N	0													
<input type="checkbox"/> Sovrapponi Curve <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione <input checked="" type="radio"/> Curva M - N <input type="radio"/> Curva Mx - My														
Simmetria sezione Nessuna														
[Curva Mx/My = cost.]: c.s.=75,8188676 Mx ultimo =758188,676 My ultimo =0, N ultimo =0, [Curva N = cost.]: c.s.=75,82258745 Mx ultimo =-758225,874 My ultimo =0, N ultimo =0, Nmax =60236,624 Nmin =-495436,624														
<p>Armatura Ø14/200x200</p>	<p>$M_{Rd} = 75 \text{ kNm/m}$</p>													

Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.



Inviluppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ su entrambe le facce



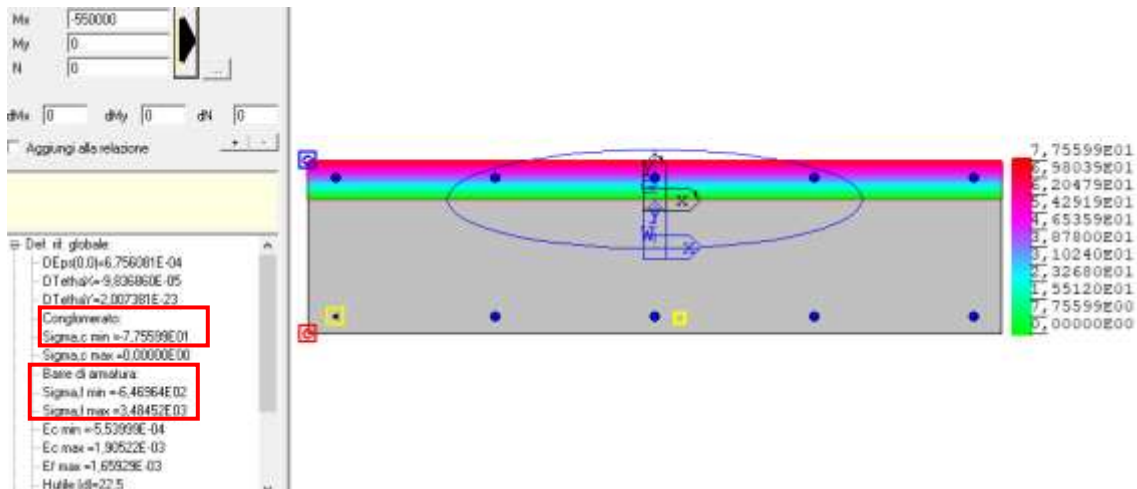
Inviluppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 14/200 \times 200$ su entrambe le facce

La verifica è soddisfatta

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara è pari a $M_{sd} = 55 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 7.8 \text{ MPa} < 19.2 \text{ MPa}$$

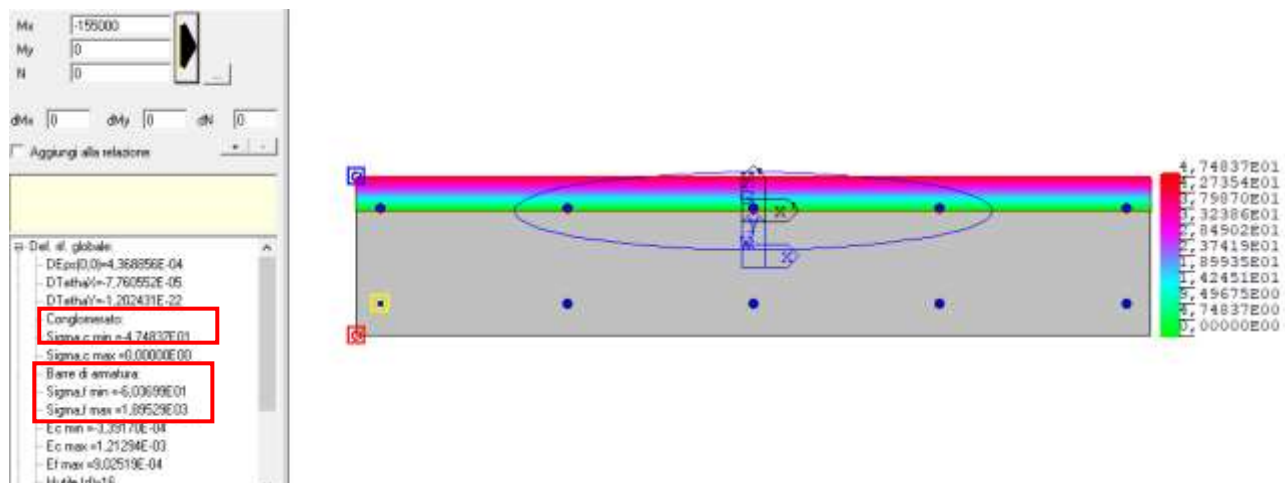
$$\sigma_s = 350 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 50 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 4.8 \text{ MPa} < 14.4 \text{ MPa}$$

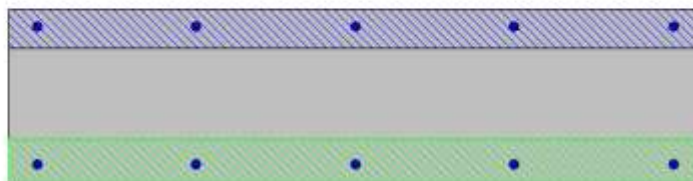
$$\sigma_s = 190 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 53 \text{ kNm/m}$

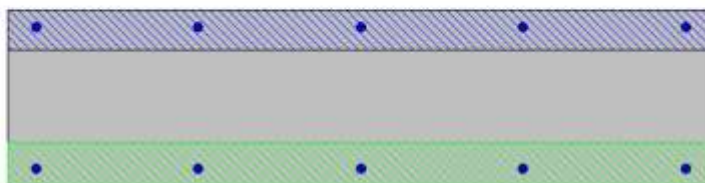
Mx	-530000		
My	0		
N	0		
Es/Es	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.5
K 1	0.8		
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	30.2		
fct,cr	30.2		
Copri ferro	1.8	<input type="checkbox"/>	
Inteferro	23	<input type="checkbox"/>	
fck	320		
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="checkbox"/> EC2			
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			
Ac,eff = 625.0 cmq			
As,eff = 7.7 cmq			
w/m = 0.2773 mm			
w/d = w/m = 0.2773 mm			
Sm = 253.2 mm			
Eps = 0.001095			
Copri ferro = 1.8			
Inteferro = 23.0			
Solllecitazioni di flessione con fct,cr 30.2			
Mx = -370370.5 daNcm			
My = 0.0 daNcm			
N = 0.0 daN			



$$w_k = 0.28 \text{ mm} < 0.4 \text{ mm}$$

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 50 \text{ kNm/m}$

Mx	-500000		
My	0		
N	0		
Es/Es	15	Molt. diametro	7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa	0.5
Beta 1	1	Beta 2	0.5
K 1	0.8		
K 2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>	
fct	30.2		
fct,cr	30.2		
Copri ferro	1.8	<input type="checkbox"/>	
Inteferro	23	<input type="checkbox"/>	
fck	320		
<input type="checkbox"/> DM 96 <input checked="" type="checkbox"/> EC2			
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione			
Ac,eff = 625.0 cmq			
As,eff = 7.7 cmq			
w/m = 0.2544 mm			
w/d = w/m = 0.2544 mm			
Sm = 253.2 mm			
Eps = 0.0010049			
Copri ferro = 1.8			
Inteferro = 23.0			
Solllecitazioni di flessione con fct,cr 30.2			
Mx = -370370.5 daNcm			
My = 0.0 daNcm			
N = 0.0 daN			

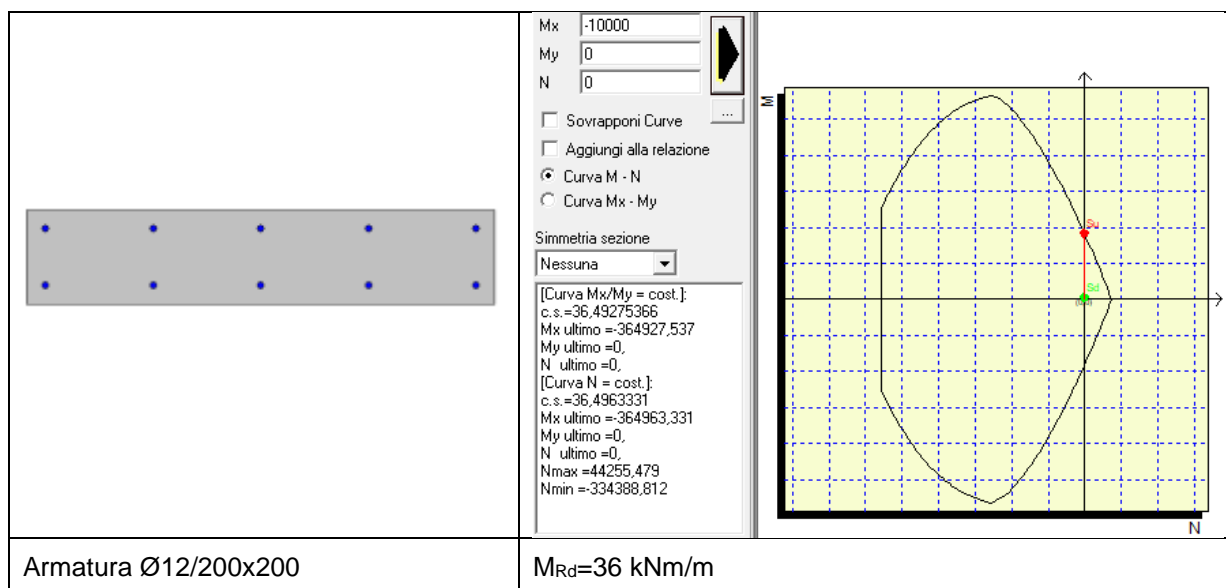


$$w_k = 0.25 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

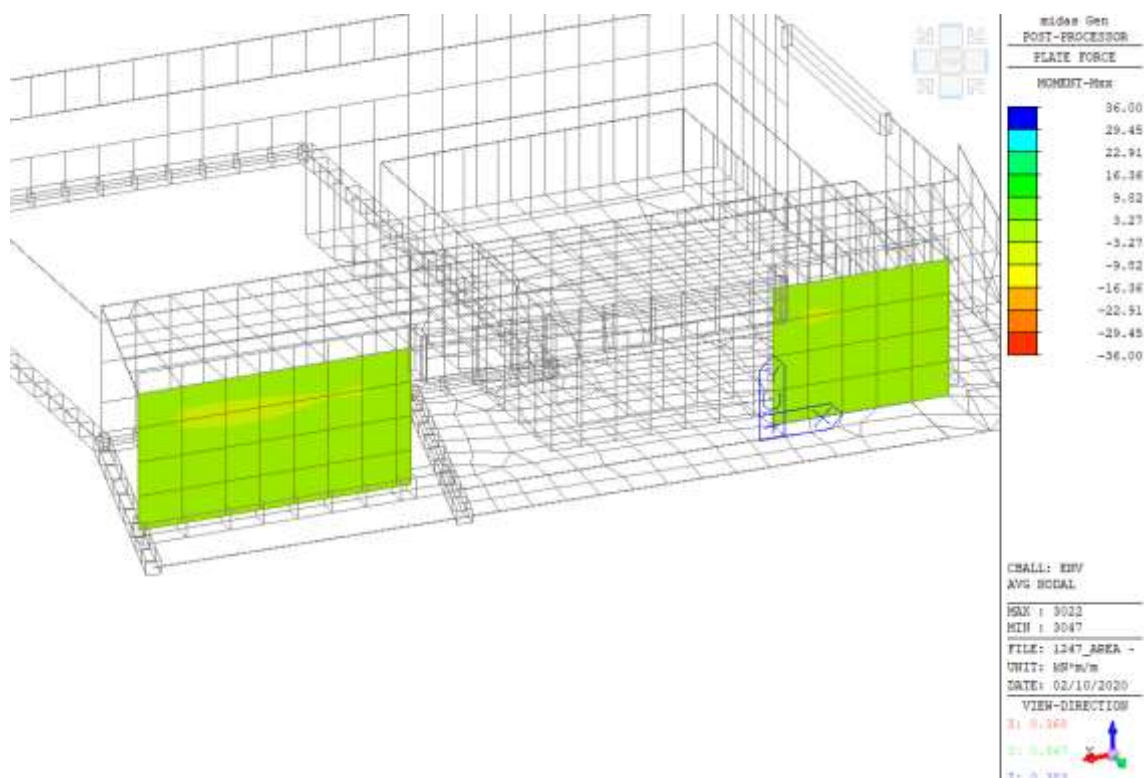
10.12.4 CORPO SECONDARIO E BAR - VERIFICA PARETE SP=200 mm

Verifica SLU-SLV

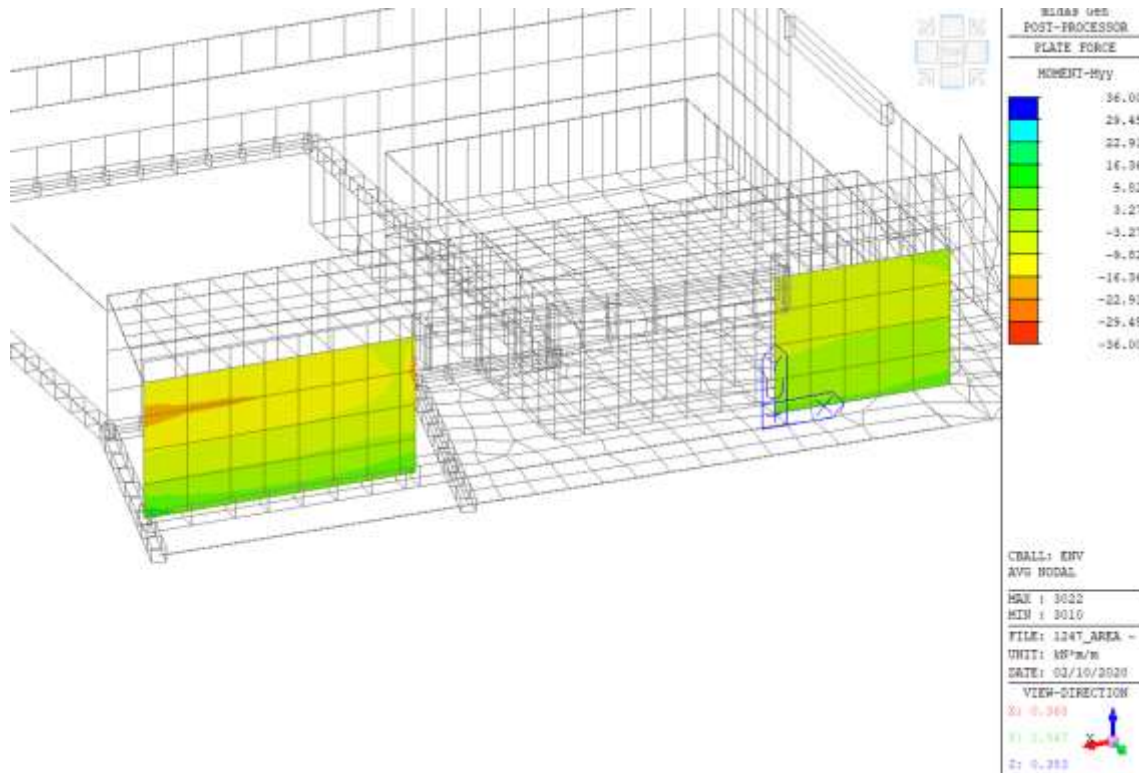
Il dimensionamento delle pareti e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU+SLV) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura Ø12/200x200 su entrambe le facce la quale restituisce un momento resistente pari a:



Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.



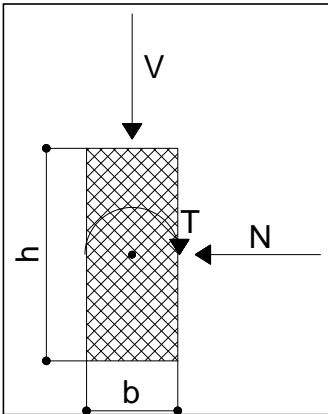
Involuppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base Ø12/200x200 su entrambe le facce



Involuppo SLU - SLV momento flettente Myy – maglia base $\phi 12/200 \times 200$ su entrambe le facce

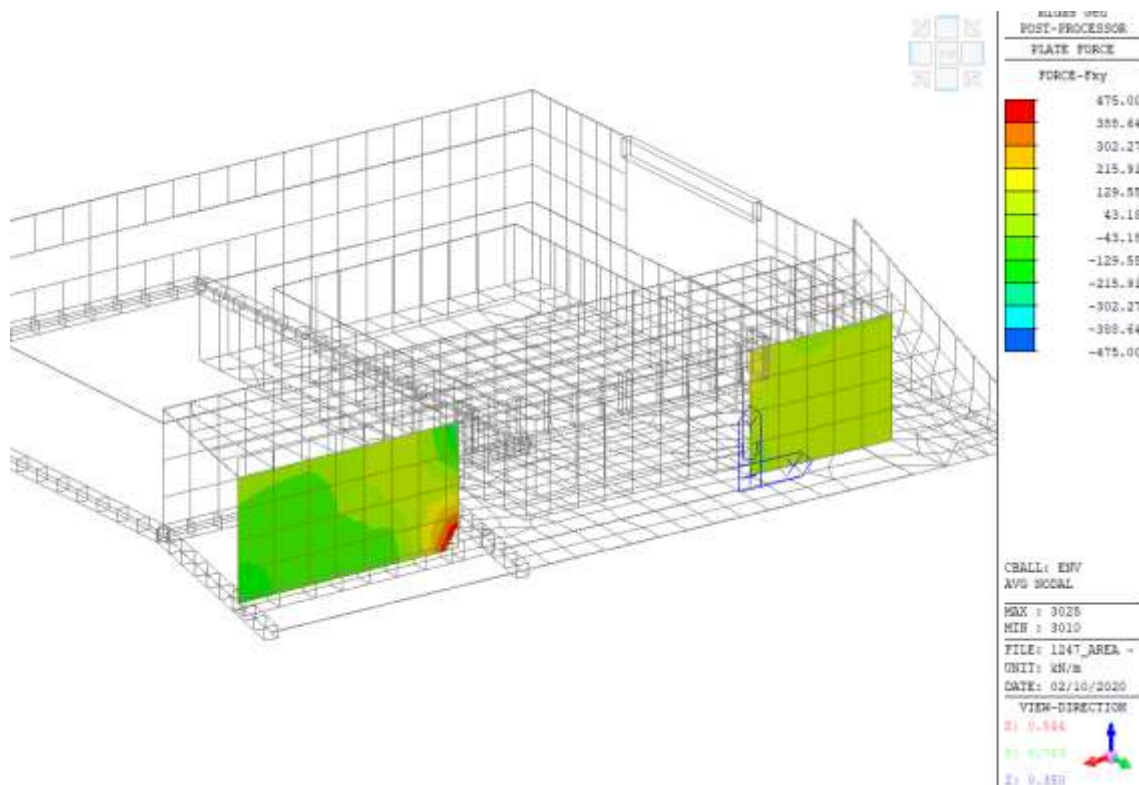
La verifica è soddisfatta

L'armatura orizzontale $\phi 12/200$ viene dimensionata, anche per resistere allo sforzo di taglio parallelo alla stessa. La verifica è eseguita mediante foglio elettronico, il quale restituisce:

Geometria		Materiali	
b[mm]=	200	fck[Mpa]=	32
h[mm]=	1000	fcd[Mpa]	18.13
copriferro lordo[mm]=	30	fyd[Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	12	Ec[Mpa]=	33091
Numero barre tese =	5	Es[a]=	206000
Diametro armatura compressa[mm]=	12	Azioni	
Numero barre compresse =	5	N[kN]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	10	V[kN]=	475.0
Percentuale armatura verticale/longitudinale	0.0057	T[kNm]=	0
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	12		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	200		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	22		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	0		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	0		
Verifica a taglio			
Vrd[kN]=	89	Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Vrsd[kN]=	956	Resistenza per rottura armatura a taglio	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
Vrcd[kN]=	550	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$			
$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	550	Verifica superata. C.S. =	1.16

Si riporta la mappa cromatica delle sollecitazioni massime sopportabili al fine di verificare che l'armatura è sufficiente:

Taglio Fxy

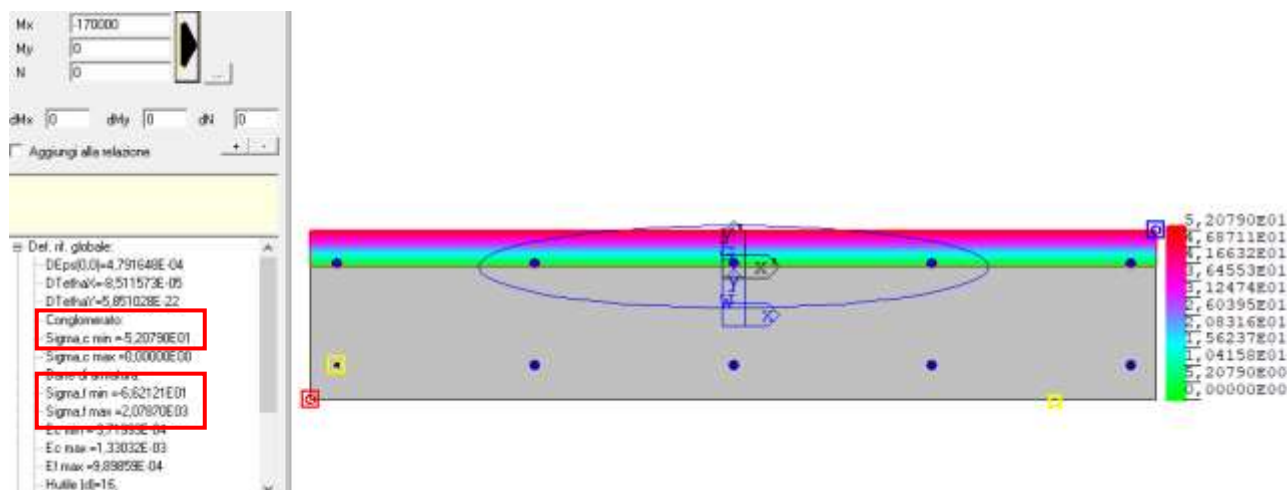


La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara è pari a $M_{sd} = 17 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 5.2 \text{ MPa} < 19.2 \text{ MPa}$$

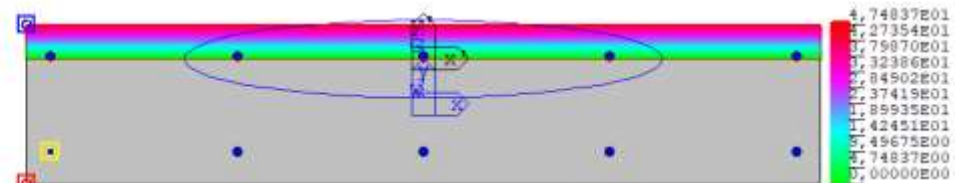
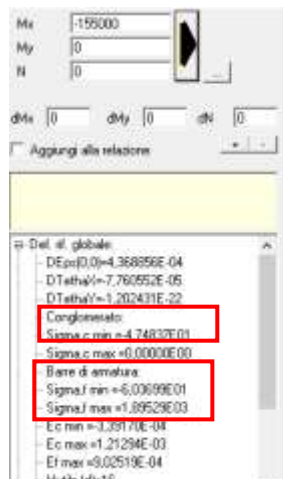
$$\sigma_s = 209 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 15.5 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 4.8 \text{ MPa} < 14.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 190 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 15.6 \text{ kNm/m}$

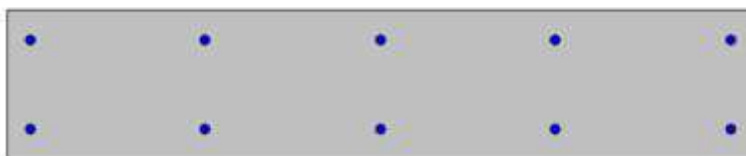


Sezione non fessurata, la verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 15.5 \text{ kNm/m}$

Mx -155000
 My 0
 N 0
 Es/Ec 15 Molt. diametro 75
 Passo (cm) 0.5 Rid. zona tesa 0.5
 Beta 1 1 Beta 2 0.5
 K1 0.8
 K2 0.5
 fct 30.2
 fct,cr 30.2
 Copellera 0
 Interfero 0
 fck 250
☐ DM 95 ☒ EC2
☐ Aggiungi alla relazione

Sezione non fessurata
 Sigma c max < fctd
 Sollecitazioni di fessurazione con fct,cr 30.2
 Mx = -219777.2 daNcm
 My = 0.0 daNcm
 N = 0.0 daN
 Eps,max acciaio = 0.000152

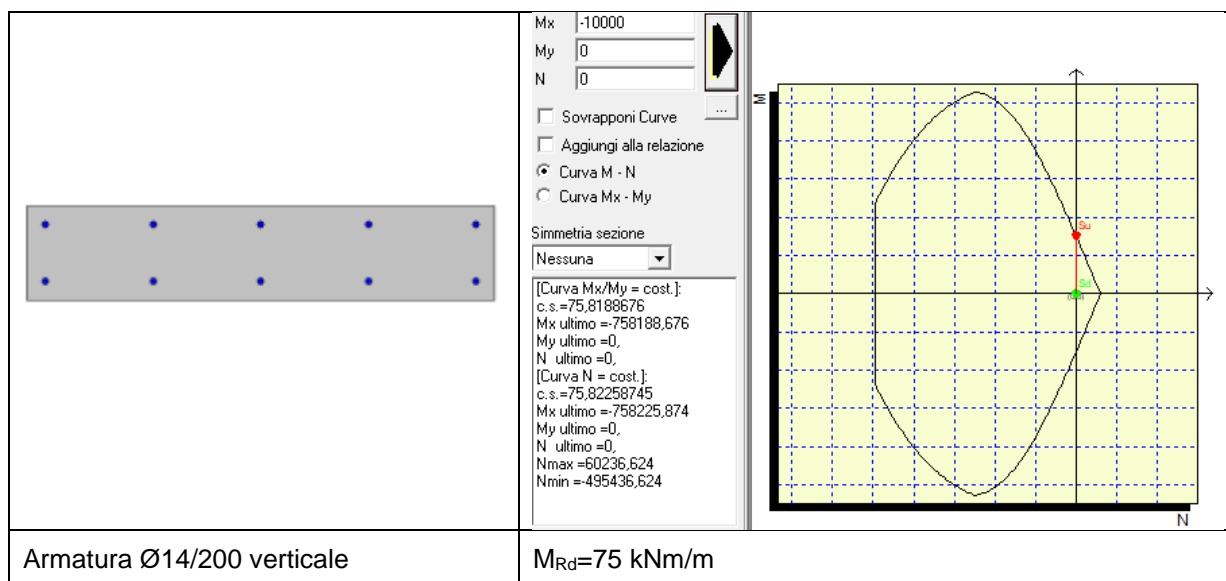


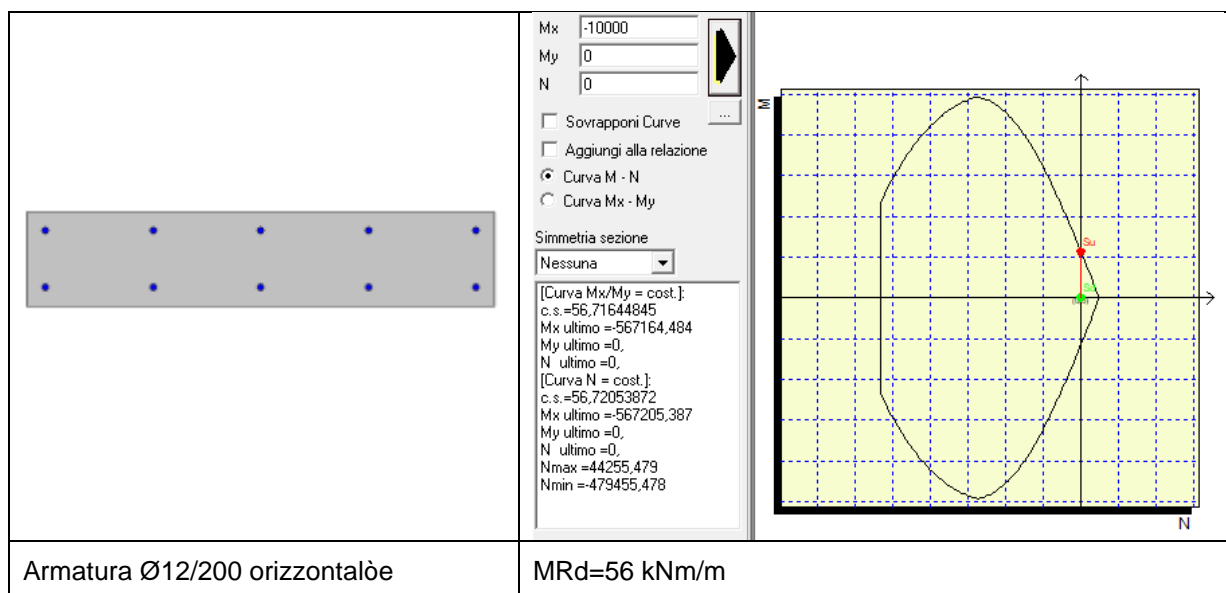
Sezione non fessurata, la verifica è soddisfatta.

10.12.5 VASCA - VERIFICA PARETE SP=300 mm

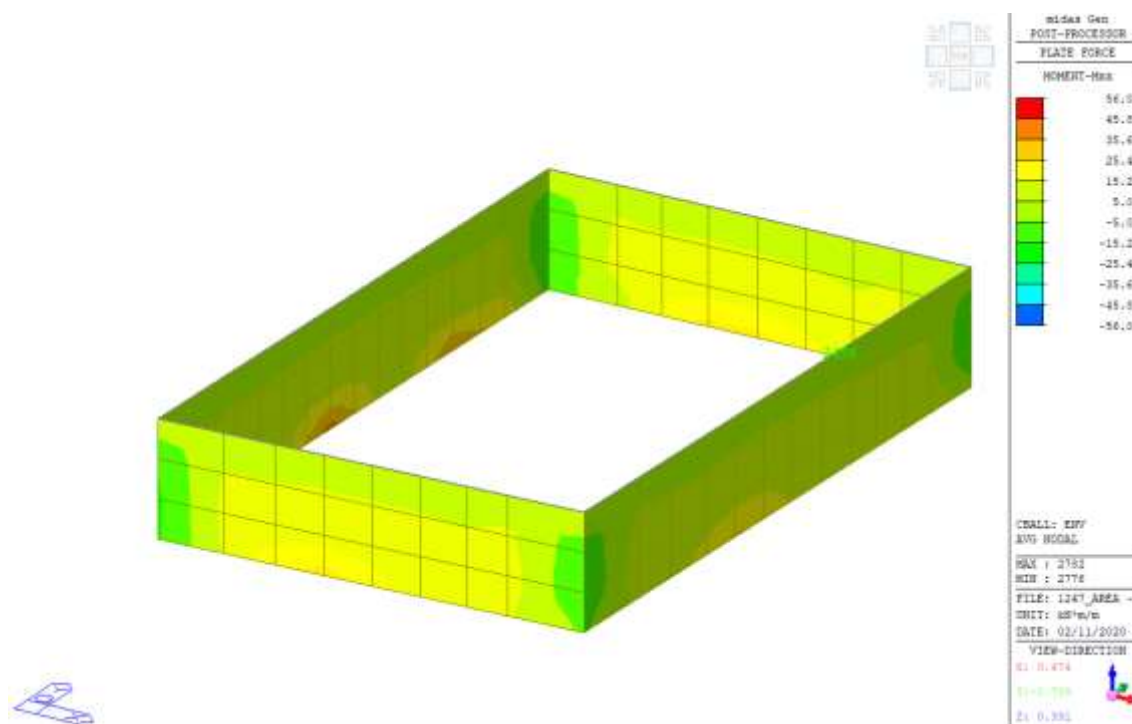
Verifica SLU-SLV

Il dimensionamento delle pareti e il relativo calcolo dell'armatura vengono condotti agli stati limite ultimi (SLU+SLV) considerando l'involuppo delle combinazioni. La sezione di progetto viene armata con armatura Ø14/200 verticale e Ø12/200 orizzontale su entrambe le facce la quale restituisce un momento resistente pari a:

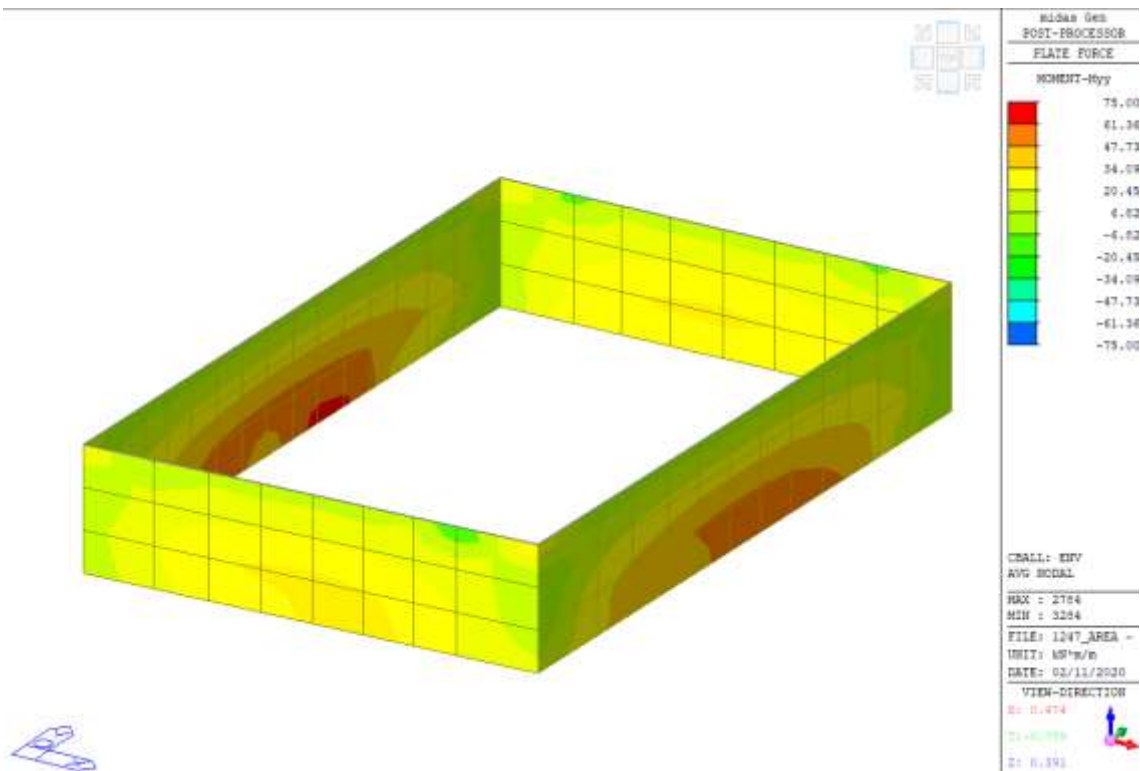




Si pone tale valore nella mappa cromatica in corrispondenza delle fibre inferiori e superiori al fine di controllare se l'armatura è sufficiente oppure deve essere integrata.



Involuppo SLU - SLV momento flettente Mxx – maglia base Ø12/200 orizzontale su entrambe le facce



Involuppo SLU - SLV momento flettente M_{yy} – maglia base $\phi 14/200$ verticale su entrambe le facce

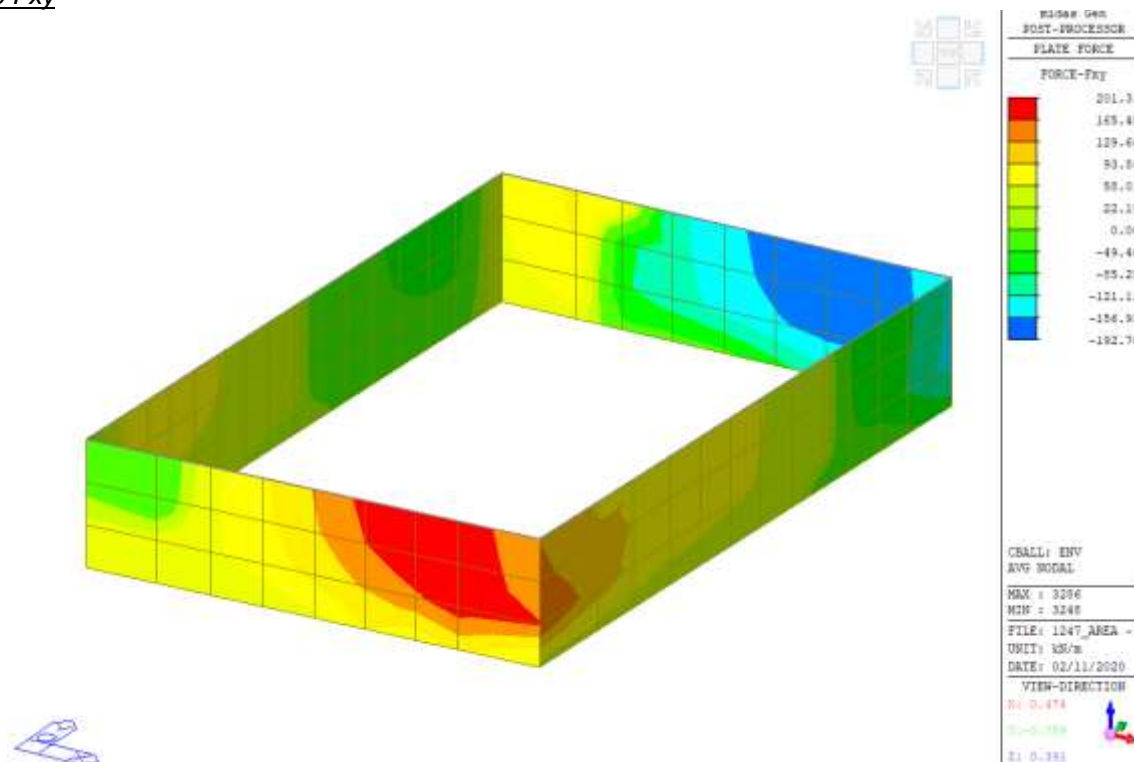
La verifica è soddisfatta

L'armatura orizzontale $\phi 12/200$ viene dimensionata, anche per resistere allo sforzo di taglio parallelo alla stessa. La verifica è eseguita mediante foglio elettronico, il quale restituisce:

Geometria		Materiali	
b[mm]=	300	fck[Mpa]=	32
h[mm]=	1000	fcd[Mpa]	18.13
copriferro lordo[mm]=	30	fyd[Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	12	Ec[Mpa]=	33091
Numero barre tese =	5	Es[a]=	206000
Diametro armatura compressa[mm]=	12	Azioni	
Numero barre compresse =	5	N[kN]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	10	V[kN]=	202.0
Percentuale armatura verticale/longitudinale	0.0038	T[kNm]=	0
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	14		
Bracci	2		
Passo staffe a taglio[mm]=	200		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	22		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	0		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	0		
Verifica a taglio			
Vrd[kN]=	116	Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
Vrsd[kN]=	1301	Resistenza per rottura armatura a taglio	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$			
Vrcd[kN]=	825	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$			
$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$	825	Verifica superata. C.S. =	4.08

Si riporta la mappa cromatica delle sollecitazioni massime:

Taglio Fxy

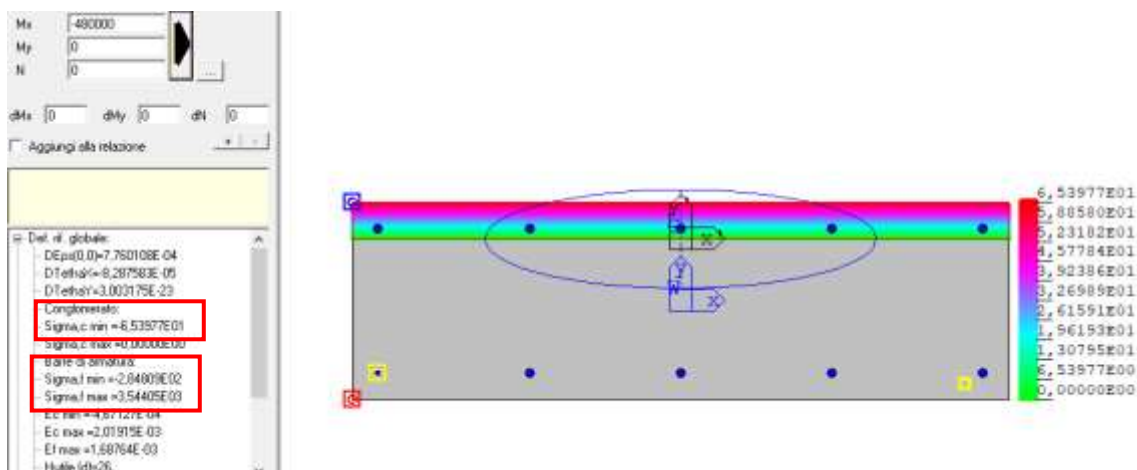


La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione rara

Il valore del momento sollecitante per la combinazione rara è pari a $M_{sd} = 48 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 6.5 \text{ MPa} < 19.2 \text{ MPa}$$

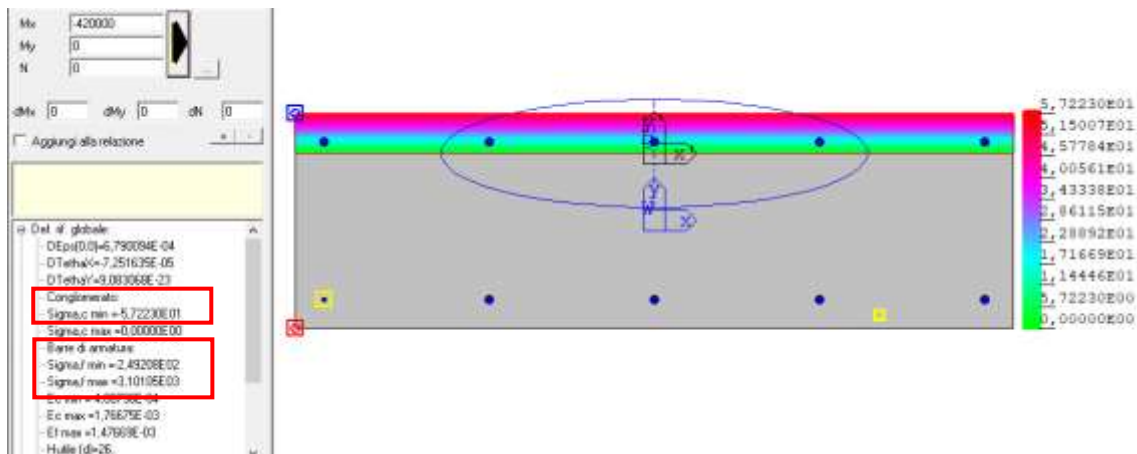
$$\sigma_s = 355 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche agli SLE – Tensioni

Combinazione quasi permanente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 42 \text{ kNm/m}$



$$\sigma_c = 5.7 \text{ MPa} < 14.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 310 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

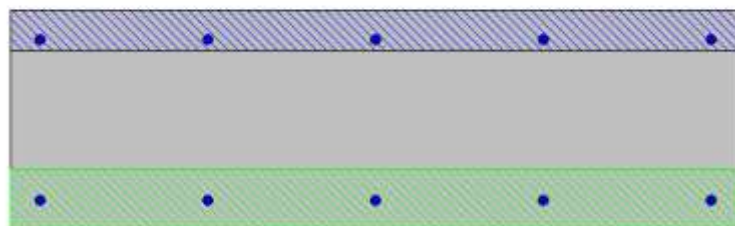
Verifiche agli SLE – Fessurazione

Combinazione Frequente

Il valore del momento sollecitante per la combinazione frequente è pari a $M_{sd} = 43 \text{ kNm/m}$

Input parameters and results from the software interface:

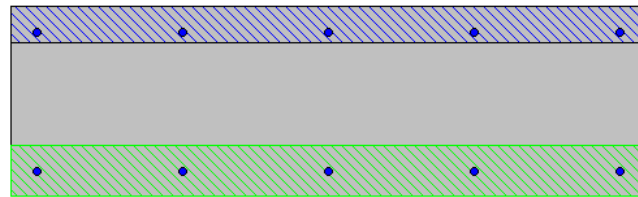
- Mx: -430000
- My: 0
- N: 0
- Es/Es: 15
- Passo (cm): 0.5
- Beta 1: 1
- Beta 2: 0.5
- K1: 0.8
- K2: 0.5
- fct: 30.2
- fct,ar: 30.2
- Copilbero: 3.4
- Intarso: 23
- fok: 320
- DM 96: []
- EC2: [x]
- Aggiungi alla relazione: []
- Sezione non fessurata
- Sigma c max < fct,ar
- Sollecitazioni di fessurazione con fct,ar 30.2
- Mx = -494329.0 daNcm
- My = 0.0 daNcm
- N = 0.0 daN
- Eps,max acciaio = 0.000188



Sezione non fessurata, la verifica è soddisfatta.

Il valore del momento sollecitante per la combinazione quasi permanente è pari a $M_{sd} = 42 \text{ kNm/m}$

Mx	-420000	
My	0	
N	0	
Es/Ec	15	Molt. diametro 7.5
Passo (cm)	0.5	Rid. zona tesa 0.5
Beta 1	1	Beta 2 0.5
K 1	0.8	
K2	0.5	<input checked="" type="checkbox"/>
fct	30.2	
fct,sr	30.2	
Copri ferro	3.4	<input type="checkbox"/>
Interferro	23	<input type="checkbox"/>
fck	320	
<input type="radio"/> DM 96 <input checked="" type="radio"/> EC2 <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione		
Sezione non fessurata Sigma c max < fctd Sollecitazioni di fessurazione con fct,sr 30,2 Mx = -494328,0 daNcm My = 0,0 daNcm N = 0,0 daN Eps,max acciaio = 0,000183		

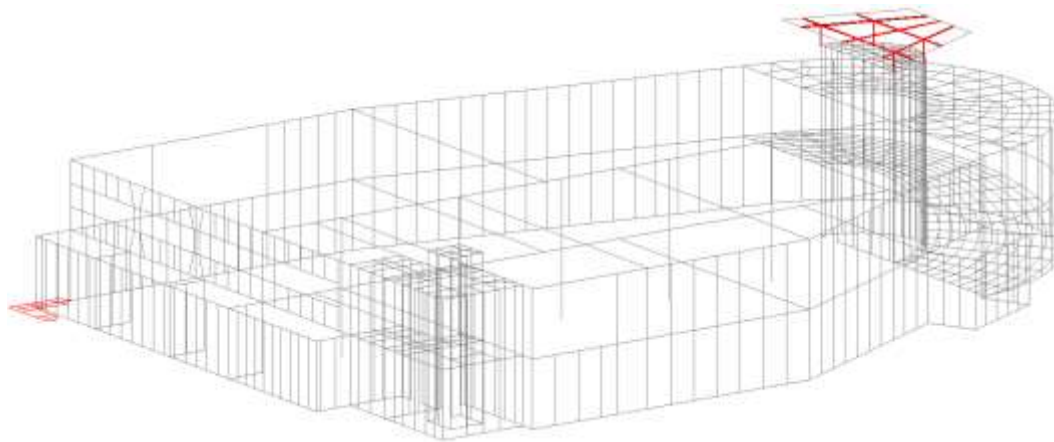


Sezione non fessurata, la verifica è soddisfatta.

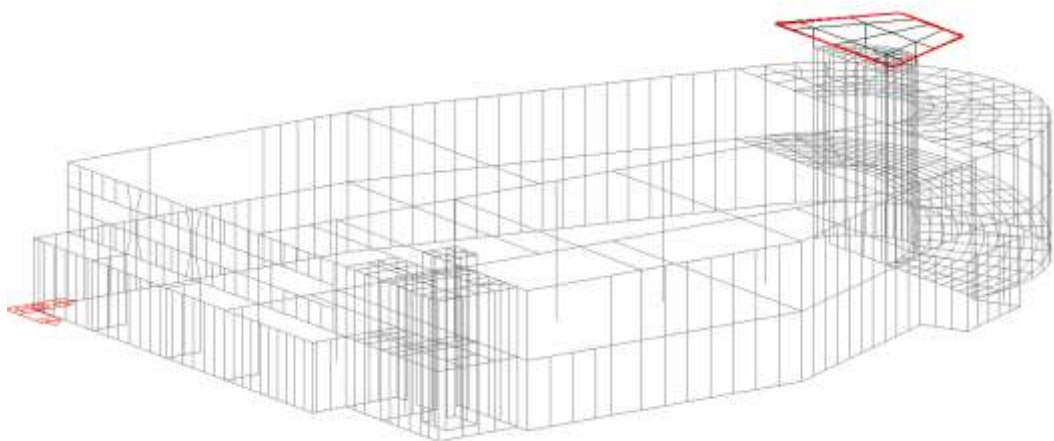
10.13 STRUTTURE IN ACCIAIO

10.13.1 AUTORIMESSA – VERIFICA PENSILINA FOTOVOLTAICO

Di seguito le verifiche della carpenteria metallica che sostengono i pannelli fotovoltaici:

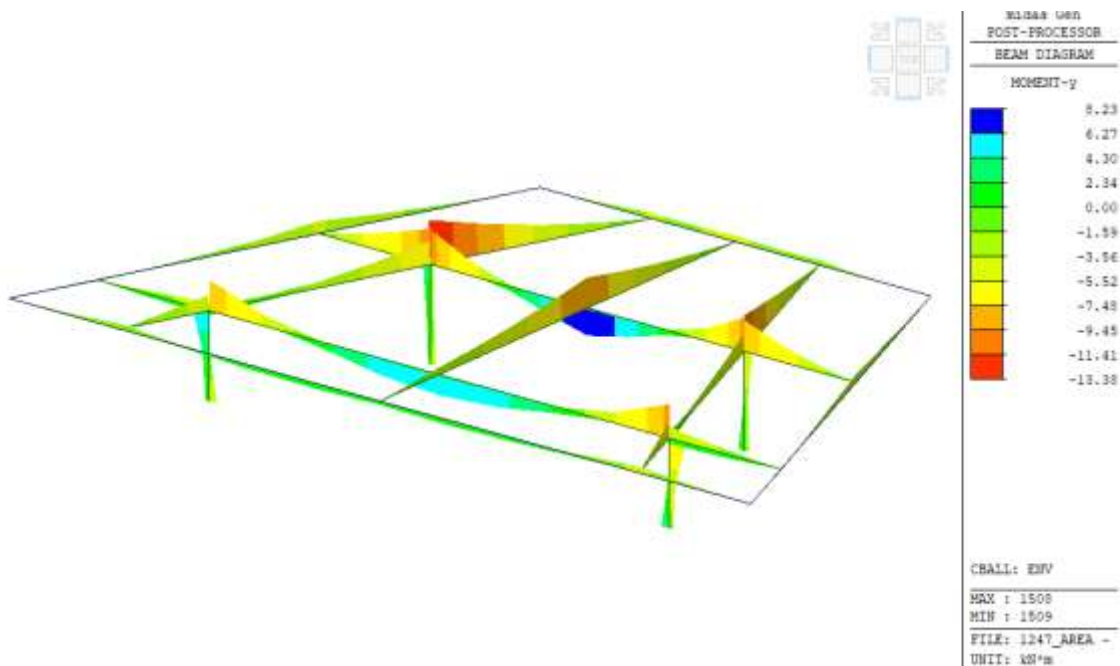


Profilo HEA140

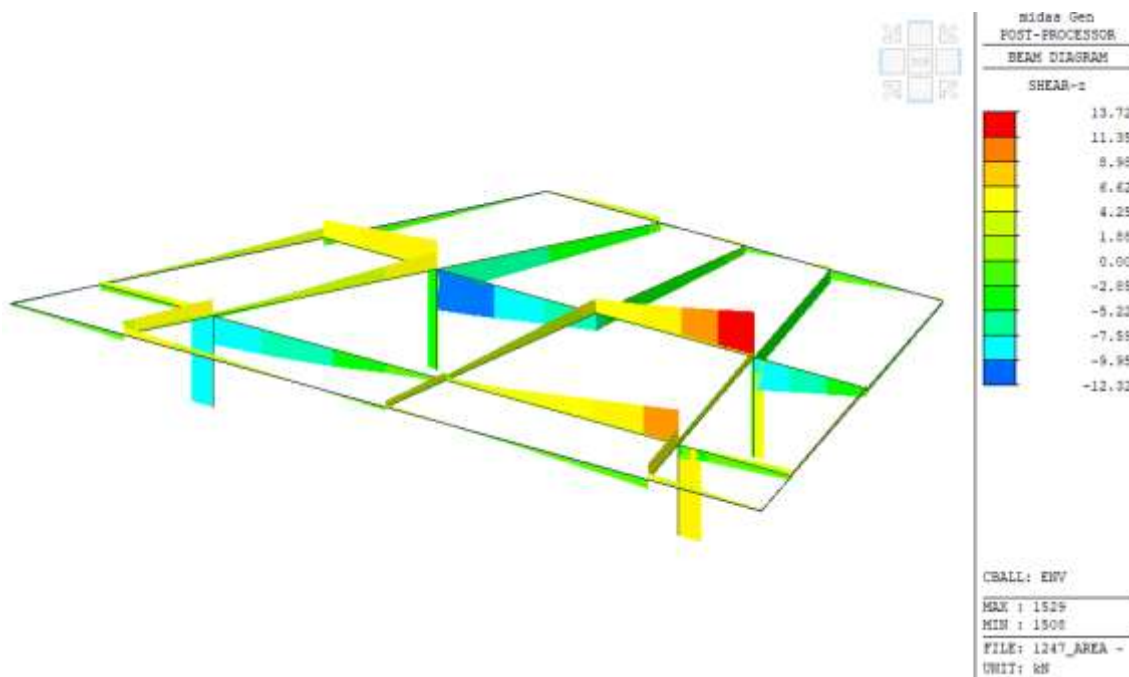


Profilo UPN 120

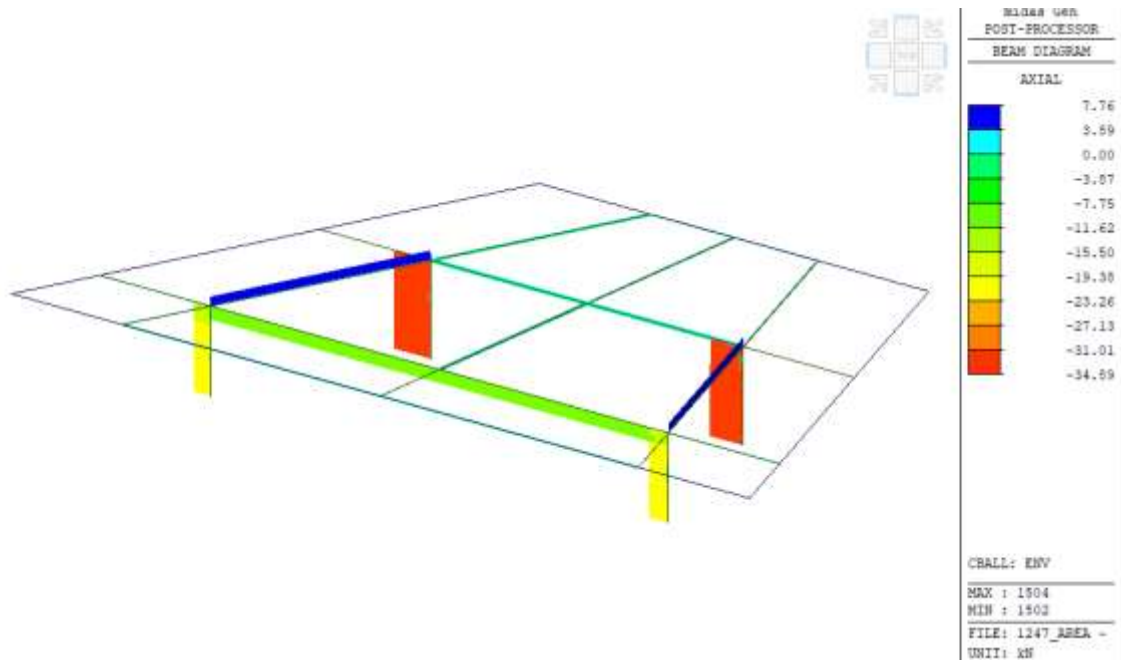
Si riporta di seguito la rappresentazione grafica degli involuipi delle sollecitazioni massime sugli elementi strutturali.



Momento flettente

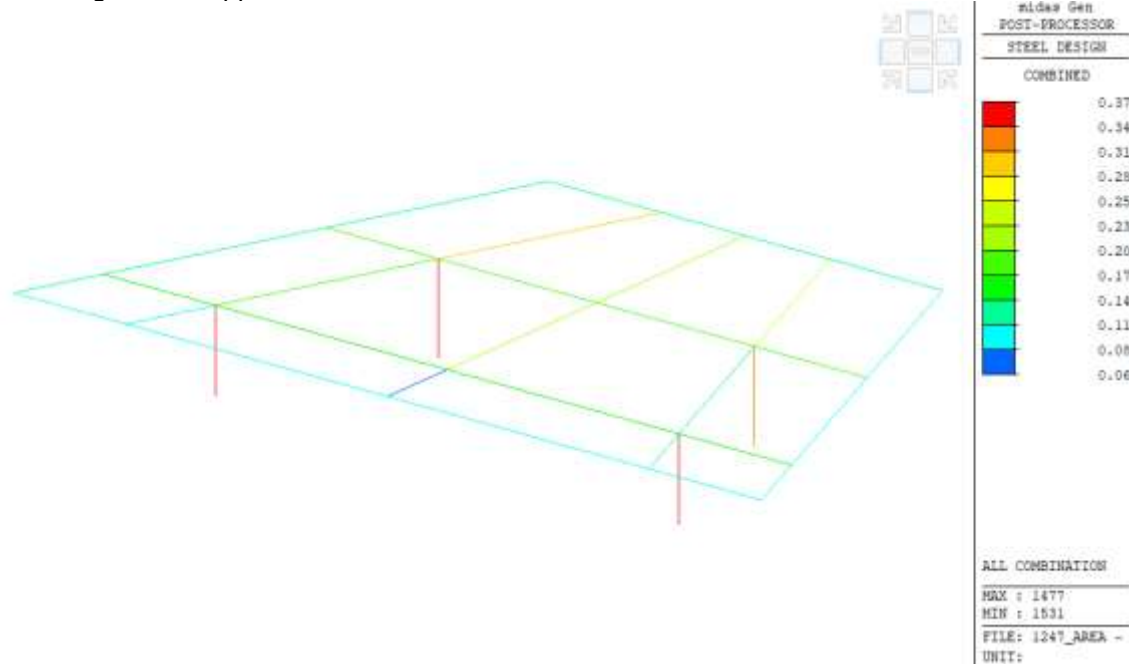


Sforzo di Taglio



Sforzo Normale

Si riporta di seguito la mappa cromatica indicante il tasso di sfruttamento delle membrature in acciaio.



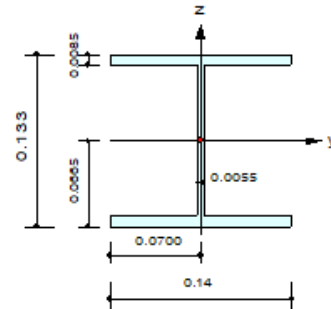
Si riportano di seguito in forma tabellare le verifiche e l'esplicitazione degli elementi in acciaio più sollecitati:

CH K	MEMB	SECT	SE	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR	L	Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	1476	27		HEA140		7	1.00000	1.00000	1.000	0.850	-15.432	6.18508	6.18508	4.43368	-6.8795	-7.8534	-	0.00009
	0.356	0.051		S275	275000		1.00000	1.00000	1.000	0.850	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	0.00333
OK	1477	27		HEA140		15	1.00000	1.00000	1.000	0.850	-17.831	-6.2828	-6.2828	4.54774	-6.8549	8.23524	-	0.00004
	0.366	0.054		S275	275000		1.00000	1.00000	1.000	0.850	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	0.00333
OK	1502	27		HEA140		15	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-34.543	2.36509	2.36509	-5.6197	6.99758	-3.4448	-	0.00011
	0.349	0.023		S275	275000		1.10000	1.10000	1.000	0.850	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	0.00367
OK	1503	27		HEA140		15	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-31.171	-2.7668	-2.7668	-5.1808	6.73540	3.06779	-	0.00005
	0.334	0.022		S275	275000		1.10000	1.10000	1.000	0.850	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	0.00367
OK	1504	27		HEA140		7	2.57532	2.57532	1.000	1.000	7.76573	-7.2106	-7.2106	-0.0935	0.08191	5.48277	-	-
	0.172	0.036		S275	275000		2.57532	2.57532	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	-
OK	1505	27		HEA140		7	2.49861	2.49861	1.000	1.000	7.41521	-5.3129	-5.3129	-0.0777	0.04289	2.48458	-	-
	0.130	0.016		S275	275000		2.49861	2.49861	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	-
OK	1506	28		UPN120		30	5.25632	5.25632	1.000	1.000	-0.6919	-0.9528	-0.9528	-0.4998	-0.8721	-1.1152	-	0.00422
	0.132	0.019		S275	275000		0.00000	1.12816	1.000	1.000	445.238	0.00000	19.0667	6.19876	149.094	129.134	-	0.02103
OK	1509	27		HEA140		7	2.56830	2.56830	1.000	1.000	-0.4551	-13.379	-13.379	0.06789	0.03837	-7.7414	-	-
	0.298	0.051		S275	275000		2.56830	2.56830	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	-
OK	1510	27		HEA140		15	2.49181	2.49181	1.000	1.000	-0.2803	-10.838	-10.838	-0.0986	-0.0529	-4.7455	-	-
	0.243	0.031		S275	275000		2.49181	2.49181	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	-
OK	1516	27		HEA140		15	9.17581	6.17581	1.000	1.000	-10.610	6.19235	6.19235	-0.1581	-0.0964	7.81629	-	-0.0064
	0.157	0.051		S275	275000		0.00000	3.08791	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	0.03670
OK	1518	28		UPN120		7	9.96122	9.96122	1.000	1.000	-0.2338	1.64217	1.64217	0.00698	-0.0238	-1.6672	-	-0.0098
	0.088	0.013		S275	275000		0.00000	3.48061	1.000	1.000	445.238	0.00000	19.0667	6.19876	149.094	129.134	-	0.03984
OK	1520	28		UPN120		7	5.99042	5.99042	1.000	1.000	-0.0212	-1.8701	-1.8701	-0.0089	0.04410	1.27050	-	-
	0.100	0.010		S275	275000		2.49861	2.49861	1.000	1.000	445.238	0.00000	19.0667	6.19876	149.094	129.134	-	-
OK	1521	28		UPN120		7	6.17432	6.17432	1.000	1.000	0.04955	-2.3382	-2.3382	0.00139	-0.0372	2.39452	-	-
	0.123	0.019		S275	275000		2.57532	2.57532	1.000	1.000	445.238	0.00000	19.0667	6.19876	149.094	129.134	-	-
OK	1522	27		HEA140		15	1.00000	1.00000	1.000	1.000	0.28842	-4.9413	-4.9413	-0.1475	0.17379	5.11018	-	-
	0.116	0.033		S275	275000		1.00000	1.00000	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	-
OK	1523	27		HEA140		15	7.21339	4.21339	1.000	1.000	-0.3767	8.23221	8.23221	-0.0947	-0.0857	12.2355	-	0.00222
	0.186	0.080		S275	275000		0.00000	2.10670	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	0.02885
OK	1525	27		HEA140		7	1.03070	1.03070	1.000	1.000	0.30386	-4.7728	-4.7728	0.16361	-0.1760	5.16751	-	-
	0.113	0.034		S275	275000		1.03070	1.03070	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	-
OK	1531	27		HEA140		28	0.93646	0.93646	1.000	1.000	-0.1661	-1.4703	-1.4703	-0.6225	-0.7905	0.62130	-	-
	0.061	0.017		S275	275000		0.93646	0.93646	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	-
OK	1532	27		HEA140		15	2.33985	2.33985	1.000	1.000	0.32571	-9.1699	-9.1699	-0.1236	0.09637	4.50276	-	-
	0.208	0.029		S275	275000		2.33985	2.33985	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	-
OK	1533	27		HEA140		15	2.33347	2.33347	1.000	1.000	-0.0584	-9.1679	-9.1679	0.01124	0.01294	-5.4028	-	-
	0.202	0.035		S275	275000		2.33347	2.33347	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	-

Profilo HEA 140

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 1477
 Material : S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name : HEA140 (No:27)
 (Rolled : HEA140).
 Member Length : 1.00000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -17.831 (LCB: 15, POS:J)
 Bending Moments My = -6.2825, Mz = 4.54766
 End Moments Myi = 1.96481, Myj = -6.2825 (for Lb)
 Myi = 1.96481, Myj = -6.2825 (for Ly)
 Mzi = -2.3084, Mzj = 4.54766 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -6.8573 (LCB: 7, POS:1/2)
 Fzz = 8.24735 (LCB: 15, POS:1/2)

Depth	0.13300	Web Thick	0.00550
Top F Width	0.14000	Top F Thick	0.00850
Bot.F Width	0.14000	Bot.F Thick	0.00850
Area	0.00314	Asz	0.00073
Oyb	0.01515	Ozb	0.00245
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.07000	Zbar	0.00650
Wely	0.00016	Welz	0.00006
ry	0.05730	rz	0.03520

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.00000, Lz = 1.00000, Lb = 1.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cnz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 107.8 < 200.0$ (Memb:1516, LCB: 17)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 17.831/822.381 = 0.022 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 6.2825/45.4143 = 0.138 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 4.5477/22.0464 = 0.206 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$Rmax1 = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, Rmax1, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.366 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.018 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.054 < 1.000$ O.K

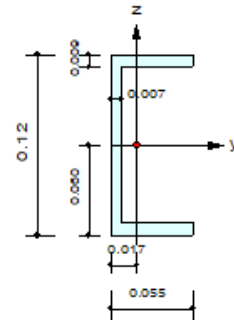
5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0367 > 0.0064$ (Memb:1516, LCB: 63, POS: 4.6m, Dir-Z)..... O.K

Profilo UPN 120

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 1506
 Material : S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name : UPN120 (No:28)
 (Rolled : UPN120).
 Member Length : 5.25632



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.6909 (LCB: 30, POS:1/2)
 Bending Moments My = -0.9601, Mz = -0.4992
 End Moments Myi = -0.8924, Myj = -0.9601 (for Lb)
 Myi = -0.0032, Myj = -0.0053 (for Ly)
 Mzi = -0.5021, Mzj = -0.4809 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.93037 (LCB: 26, POS:1/2)
 Fzz = -2.4186 (LCB: 15, POS:3/4)

Depth	0.12000	Web Thick	0.00700
Top F Width	0.05500	Top F Thick	0.00900
Bot.F Width	0.05500	Bot.F Thick	0.00900
Area	0.00170	Asx	0.00084
Oyo	0.00523	Ozo	0.00071
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01744	Zbar	0.00000
Wely	0.00000	Welz	0.00001
ry	0.04620	rz	0.01590

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.25632, Lz = 1.12816, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 0.691/445.238 = 0.002 < 1.000 \text{ O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.9601/19.0667 = 0.050 < 1.000 \text{ O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.49920/6.19876 = 0.081 < 1.000 \text{ O.K}$$

Combined Resistance

$$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$Rmax1 = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$$

$$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = MAX[RNRd, Rmax1, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.132 < 1.000 \text{ .. O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.006 < 1.000 \text{ O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.019 < 1.000 \text{ O.K}$$

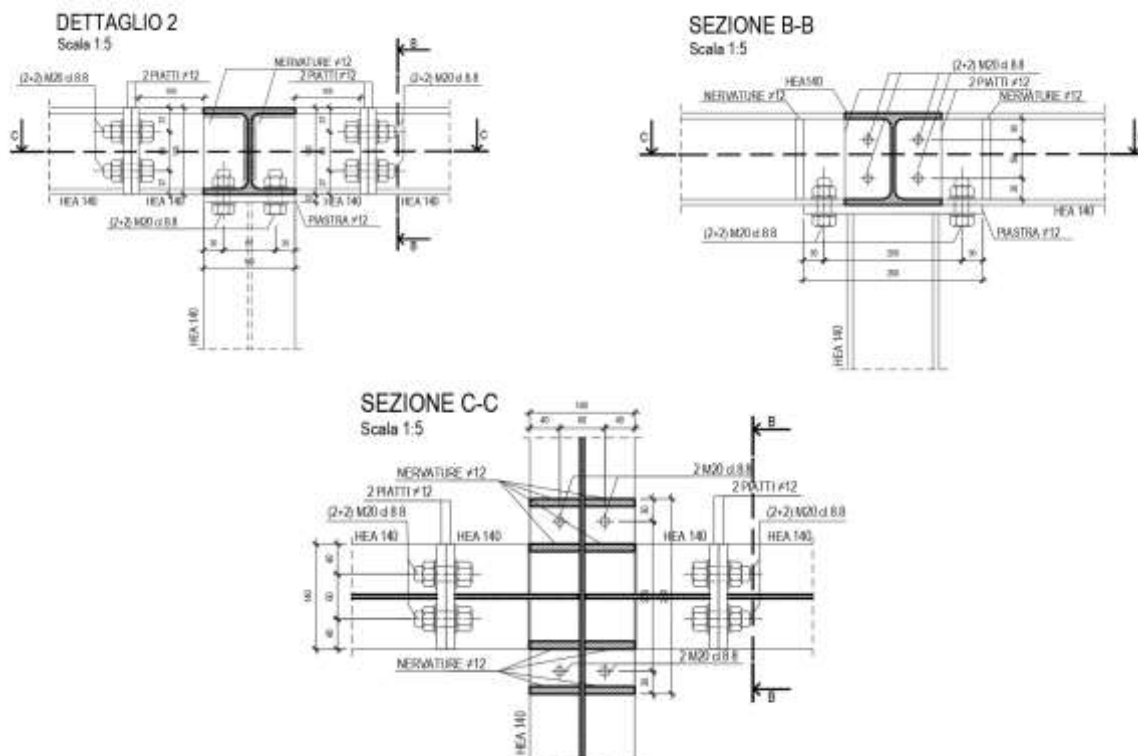
5. Deflection Checking Results

$$L/250.0 = 0.0398 > 0.0098 \text{ (Memb:1518, LCB: 63, POS: 5.2m, Dir-Z)} \text{ O.K}$$

VERIFICHE DEI COLLEGAMENTI

HEA 140 - HEA140

Si riporta di seguito la verifica effettuata per il collegamento a incastro della trave HEA 140 con HEA 140. Si riporta di seguito un'immagine del sistema di vincolo.



La sollecitazione normale agente è:

$$N = 8 \text{ kN}$$

La sollecitazione tagliante agente è:

$$T = 13.7 \text{ kN}$$

La sollecitazione flettente agente è:

$$M = 13.4 \text{ kN}$$

La sollecitazione a taglio su singolo bullone è:

$$F_{V, Sd} = \frac{T}{n_b} = \frac{13.7}{4} = 3.4 \text{ kN}$$

La sollecitazione a trazione su singolo bullone è:

$$F_{t, Sd} = \frac{N}{n_b} + \frac{M}{b \cdot n_b'} = \frac{8}{4} + \frac{13.4}{0.06 \cdot 2} = 114 \text{ kN}$$

n_b numero bulloni;

n_b' numero di bulloni soggetti a trazione;

b braccio tra i bulloni.

Si riporta di seguito la verifica effettuata su singolo bullone:

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 20 f_{yb}: 640 f_{ub}: 800 N/mm²

Sezione filettata
 Area: 245,0 mm²

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5 (5)

F_{v,Sd}: 3,4 F_{t,Sd}: 114 kN

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd}: 34,08 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd}: 141,1 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.036 + 0.577 = 0.613$ OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) f_u: 430 N/mm²

spessore t: 12 mm

diámetro foro d_o: 22 mm

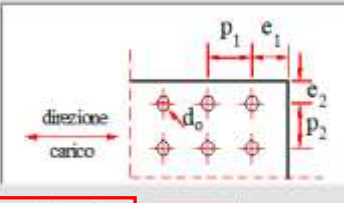
distanze bordo e₁: 30 e₂: 30

passo p₁: 50 p₂: 72

α: 0.455

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd}: 79.60 kN

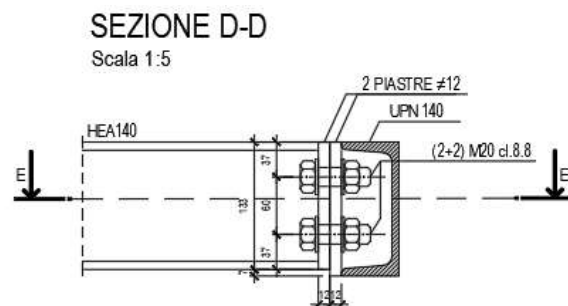
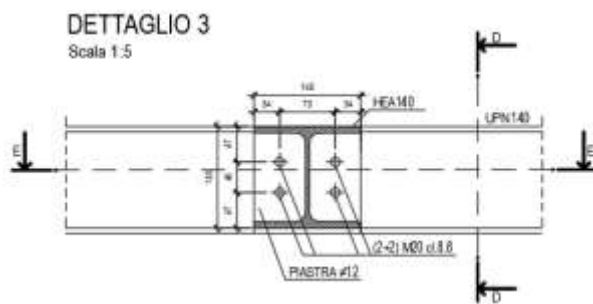
Osservazioni



La verifica è soddisfatta.

HEA 140 - UPN 120

Si riporta di seguito la verifica effettuata per il collegamento a incastro della trave HEA 140 con UPN 120. Si riporta di seguito un'immagine del sistema di vincolo.



La sollecitazione normale agente è:

$$N = 2 \text{ kN}$$

La sollecitazione tagliante agente è:

$$T = 7 \text{ kN}$$

La sollecitazione flettente agente è:

$$M = 1.5 \text{ kN}$$

La sollecitazione a taglio su singolo bullone è:

$$F_{v,Sd} = \frac{T}{n_b} = \frac{7}{4} = 1.8 \text{ kN}$$

La sollecitazione a trazione su singolo bullone è:

$$F_{t,Sd} = \frac{N}{n_b} + \frac{M}{b \cdot n'_b} = \frac{2}{4} + \frac{1.5}{0.04 \cdot 2} = 19.3 \text{ kN}$$

n_b numero bulloni;

n'_b numero di bulloni soggetti a trazione;

b braccio tra i bulloni.

Si riporta di seguito la verifica effettuata su singolo bullone:

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d : 20 t_{yb} : 540 t_{ub} : 900 N/mm²

Sezione Rettata
 Sezione lorde Area: 245.0 mm²

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5(5)

$F_{v,Sd}$: 2 $F_{t,Sd}$: 20 kN

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$: 94.08 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$: 141.1 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.021 + 0.101 = 0.122$$
 OK

Rifollamento

Acciaio: S275 (Fe430) t_u : 430 N/mm²

spessore t : 12 mm

diámetro foro d_o : 22 mm

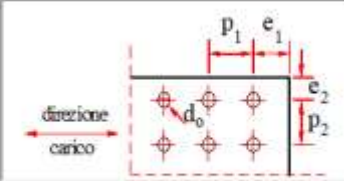
distanze bordo e_1 : 31 e_2 : 30

passo p_1 : 60 p_2 : 72

cl: 0.470

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$: 82.26 kN

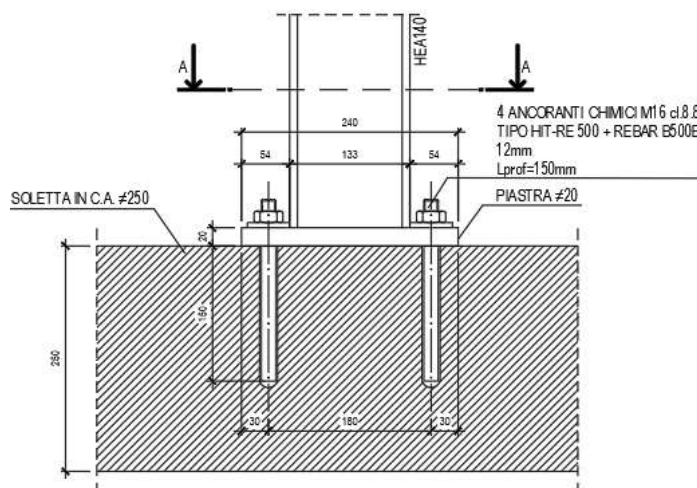
Osservazioni



La verifica è soddisfatta.

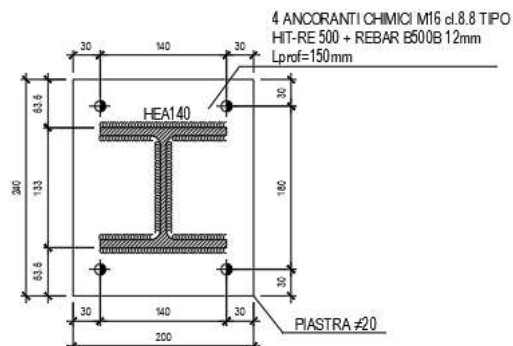
HEA 140 – Solaio $sp=250$ mm

Si riporta di seguito la verifica effettuata per il collegamento della colonna HEA 140 al solaio dello spessore di 250 mm. La verifica è stata condotta per mezzo del programma Hilti PROFIS Anchor. Di seguito la verifica:



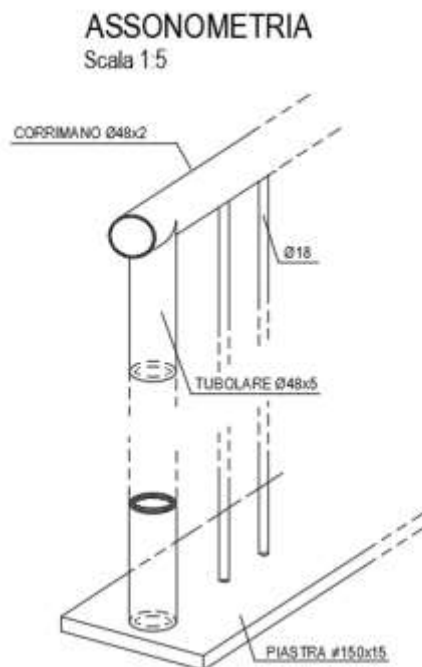
SEZIONE A-A

Scala 1:5



10.13.2 RINGHIERA IN ACCIAIO

Di seguito la verifica del parapetto in acciaio soggetto ad una spinta di 3.00kN/ml. La ringhiera è costituita da elementi in acciaio S275J0. Gli elementi verticali sono costituiti da Ø18 pieni a passo 100 mm e montanti di forma tubolare Ø48x5 a passo 500 mm che sorreggono la ringhiera di coronamento Ø48x2; L'istallazione in sommità del muro in C.A avviene per mezzo di un a piastra dello spessore di 10 mm.



L'elemento orizzontale che permette l'istallazione in sommità del muro, tramite tasselli, è una piastra dello spessore di 10 mm.

Di seguito delle immagini del modello, carichi e vincoli:

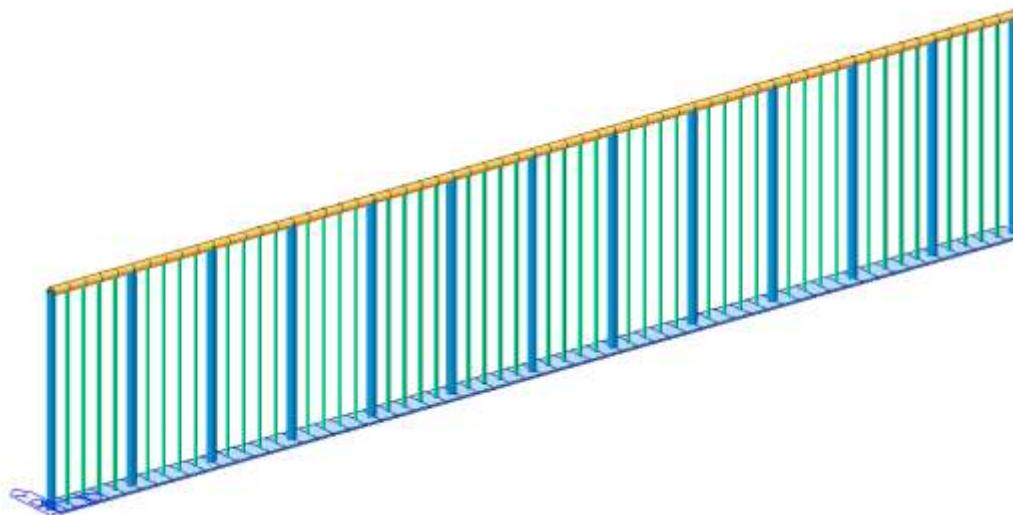
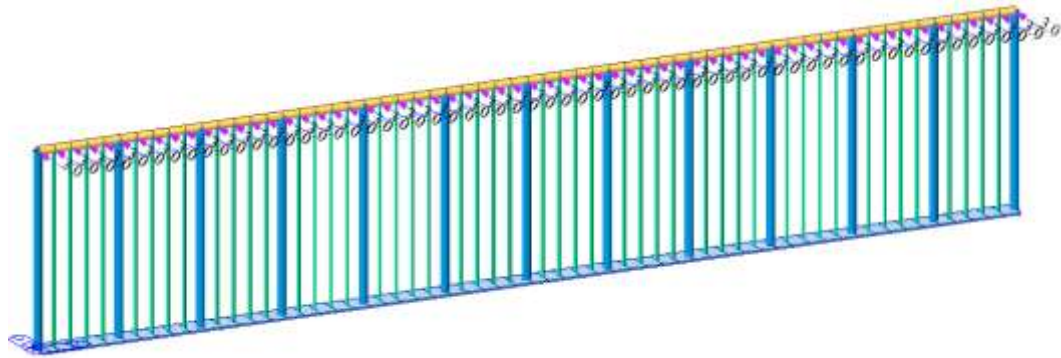
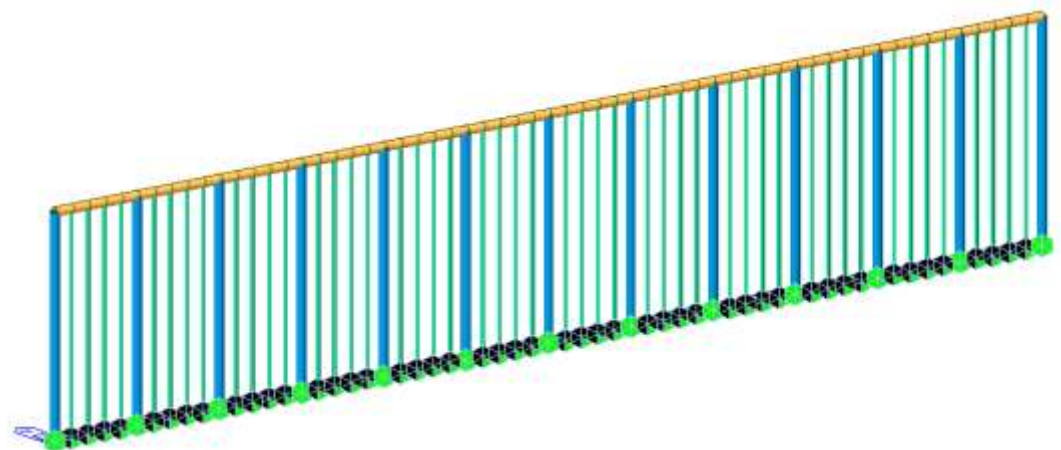


Immagine del modello

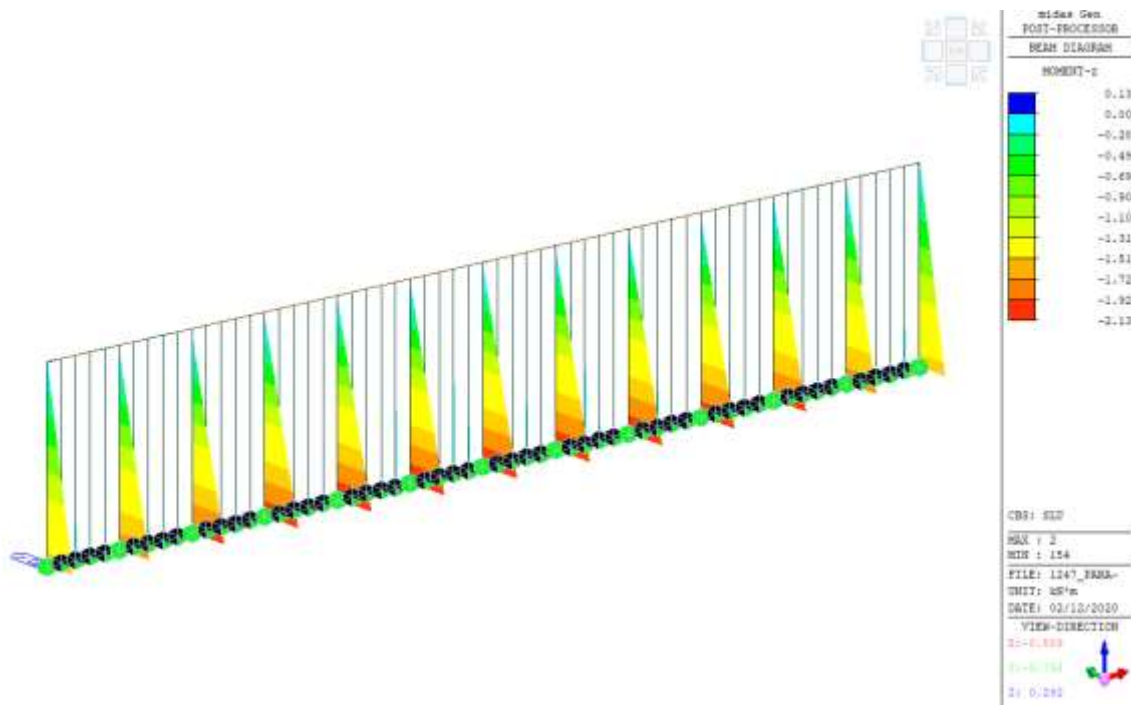


Carichi applicati

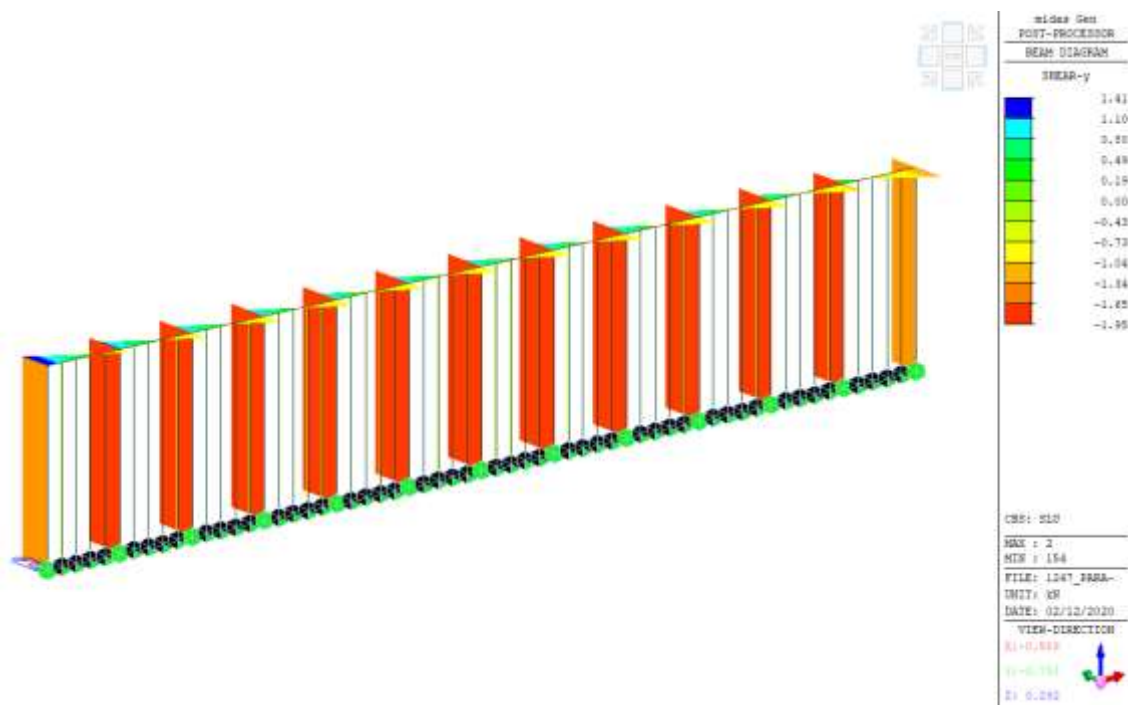


Vincoli

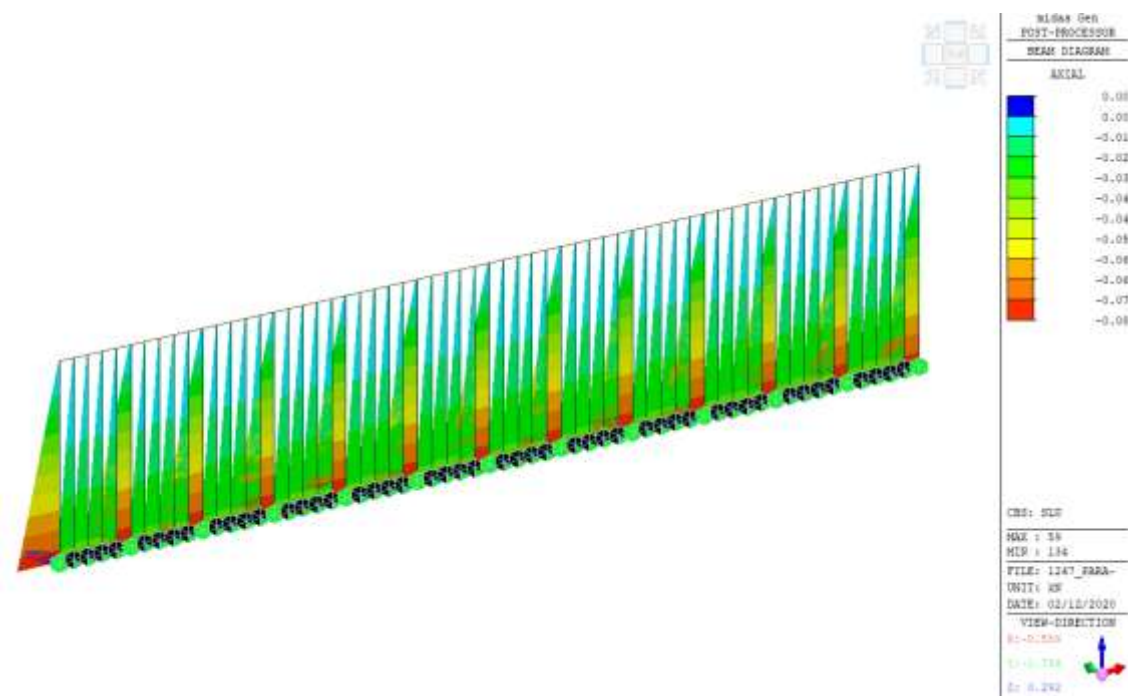
Si riporta di seguito la rappresentazione grafica degli involuipi delle sollecitazioni massime sugli elementi strutturali.



Momento flettente

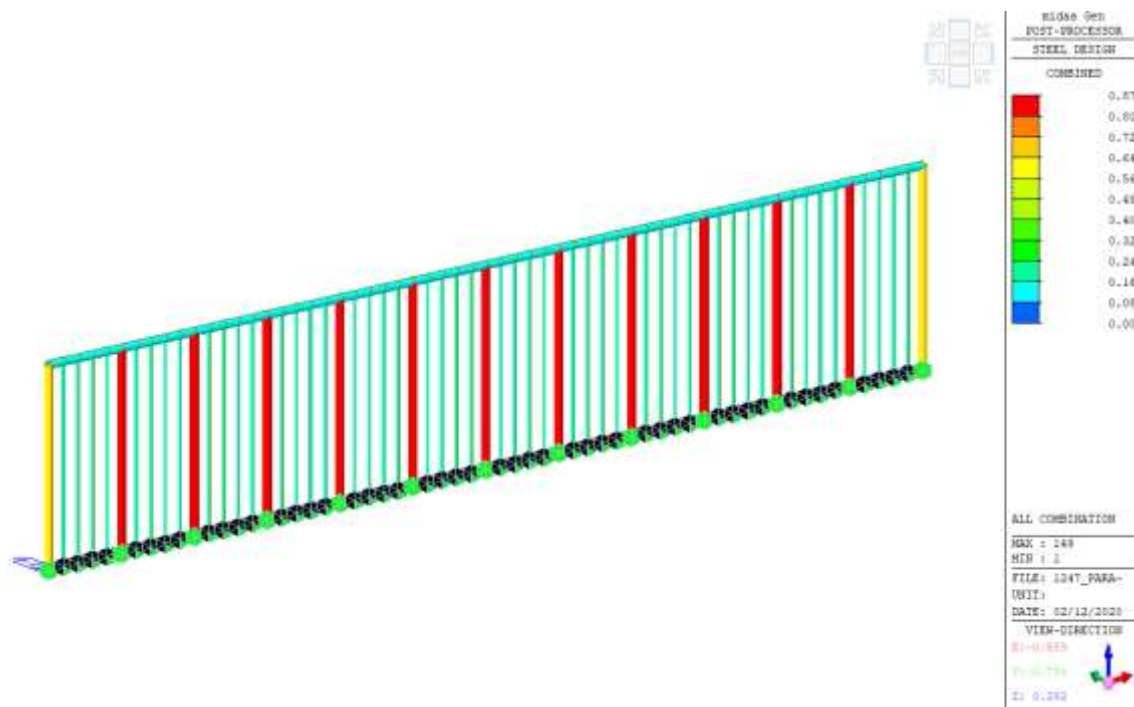


Sforzo di Taglio



Sforzo Normale

Si riporta di seguito la mappa cromatica indicante il tasso di sfruttamento delle membrature in acciaio.



Si riportano di seguito in forma tabellare le verifiche e l'esplicitazione degli elementi in acciaio più sollecitati:

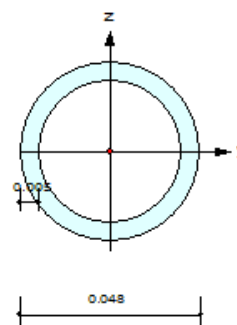
CH K	MEMB COM	SECT SHR	SE L	Section		LCB	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def
				Material	Fy													
OK	1	4	□	L 150x10		1	5.70968	0.09516	1.000	1.000	0.00000	-0.0001	-0.0001	0.00905	0.10313	0.00715	-	-0.0000
	0.001	0.000		S275	275000		5.70968	5.70968	1.000	1.000	392.857	0.00000	0.98214	14.7321	226.816	226.816	-	0.02284
OK	2	2	□	C fi 48x2		1	5.70968	0.09516	1.000	1.000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.12691	-1.4080	-0.0020	0.05993	-0.0000
	0.114	0.062		S275	275000		5.70968	5.70968	1.000	1.000	75.6974	0.00000	1.10908	1.10908	26.0952	26.6212	0.96513	0.02284
OK	125	3	□	M fi 18		1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0302	0.00000	0.00000	-0.0459	-0.0373	0.00000	-	0.01367
	0.181	0.001		S275	275000		1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	126	3	□	M fi 18		1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0308	0.00000	0.00000	-0.0436	-0.0341	0.00000	-	0.01404
	0.172	0.001		S275	275000		1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	127	3	□	M fi 18		1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0307	0.00000	0.00000	-0.0452	-0.0361	0.00000	-	0.01439
	0.178	0.001		S275	275000		1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	128	3	□	M fi 18		1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0302	0.00000	0.00000	-0.0508	-0.0433	0.00000	-	0.01471
	0.200	0.001		S275	275000		1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	129	1	□	M fi 48x5		1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0784	0.00000	0.00000	-1.8616	-1.7194	0.00000	0.09928	0.01499
	0.806	0.050		S275	275000		1.10000	1.10000	1.000	0.850	176.902	0.00000	2.43222	2.43222	61.7828	0.00000	1.99374	0.02200
OK	130	3	□	M fi 18		1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0302	0.00000	0.00000	-0.0526	-0.0451	0.00000	-	0.01527
	0.207	0.001		S275	275000		1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	131	3	□	M fi 18		1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0307	0.00000	0.00000	-0.0490	-0.0402	0.00000	-	0.01553
	0.193	0.001		S275	275000		1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	132	3	□	M fi 18		1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0307	0.00000	0.00000	-0.0499	-0.0411	0.00000	-	0.01576
	0.197	0.001		S275	275000		1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200

OK	177	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0307	0.00000	0.00000	-0.0490	-0.0402	0.00000	-	0.01553
	0.193	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	178	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0302	0.00000	0.00000	-0.0526	-0.0451	0.00000	-	0.01527
	0.207	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	179	1		M fi 48x5	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0784	0.00000	0.00000	-1.8616	-1.7194	0.00000	0.09928	0.01499
	0.806	0.050		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	176.902	0.00000	2.43222	2.43222	61.7828	0.00000	1.99374	0.02200
OK	180	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0302	0.00000	0.00000	-0.0508	-0.0433	0.00000	-	0.01471
	0.200	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	181	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0307	0.00000	0.00000	-0.0452	-0.0361	0.00000	-	0.01439
	0.178	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	182	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0308	0.00000	0.00000	-0.0436	-0.0341	0.00000	-	0.01404
	0.172	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	183	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0302	0.00000	0.00000	-0.0459	-0.0373	0.00000	-	0.01367
	0.181	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	184	1		M fi 48x5	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0762	0.00002	0.00002	-1.6087	-1.4080	0.00005	0.12691	0.01330
	0.662	0.064		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	176.902	0.00000	2.43222	2.43222	60.8817	0.00000	1.99374	0.02200
OK	189	1		M fi 48x5	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0762	-0.0000	-0.0000	-1.6087	-1.4080	-0.0000	0.12691	0.01330
	0.662	0.064		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	176.902	0.00000	2.43222	2.43222	60.8817	0.00000	1.99374	0.02200
OK	133	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0302	0.00000	0.00000	-0.0553	-0.0478	0.00000	-	0.01595
	0.218	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	134	1		M fi 48x5	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0784	0.00000	0.00000	-2.0050	-1.8588	0.00000	0.05784	0.01611
	0.849	0.029		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	176.902	0.00000	2.43222	2.43222	63.1342	0.00000	1.99374	0.02200
OK	135	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0302	0.00000	0.00000	-0.0561	-0.0483	0.00000	-	0.01628
	0.221	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	136	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0307	0.00000	0.00000	-0.0519	-0.0424	0.00000	-	0.01643
	0.204	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	137	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0307	0.00000	0.00000	-0.0523	-0.0428	0.00000	-	0.01655
	0.206	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	138	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0302	0.00000	0.00000	-0.0575	-0.0494	0.00000	-	0.01665
	0.226	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	139	1		M fi 48x5	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0784	0.00000	0.00000	-2.0770	-1.9193	0.00000	0.02899	0.01672
	0.867	0.030		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	176.902	0.00000	2.43222	2.43222	64.0752	0.00000	1.99374	0.02200
OK	140	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0302	0.00000	0.00000	-0.0579	-0.0495	0.00000	-	0.01681
	0.228	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	141	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0307	0.00000	0.00000	-0.0532	-0.0432	0.00000	-	0.01689
	0.209	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200
OK	142	3		M fi 18	1	1.10000	1.10000	1.000	0.850	-0.0307	0.00000	0.00000	-0.0534	-0.0433	0.00000	-	0.01695
	0.210	0.001		S275	275000	1.10000	1.10000	1.000	0.850	66.6466	0.00000	0.25457	0.25457	38.4785	0.00000	-	0.02200

PROFILO Ø48x5

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 149
 Material : S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 2100000000)
 Section Name : M fi 48x5 (No:1)
 (Built-up Section).
 Member Length : 1.10000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.0784 (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments My = 0.00000, Mz = -2.1226
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = -2.1226, Mzj = 0.02482 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -1.9522 (LCB: 1, POS:1/2)
 Fzz = 0.00000 (LCB: 3, POS:1/2)

Outer Dia.	0.04800	Well Thick	0.00500
Area	0.00068	Asz	0.00034
Oyle	0.00047	Ozb	0.00047
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02400	Zbar	0.02400
Wely	0.00001	Welz	0.00001
ry	0.01531	rz	0.01531

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.10000, Lz = 1.10000, Lb = 1.10000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 0.078/176.902 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00000/2.43222 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 2.12262/2.43222 = 0.873 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Combined Resistance

$$R_{NRd} = MAX[M_{Edy}/M_{Ny,Rd}, M_{Edz}/M_{Nz,Rd}]$$

$$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = MAX[R_{NRd}, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.875 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Torsion Strength

$$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.00470/1.99374 = 0.002 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.030 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

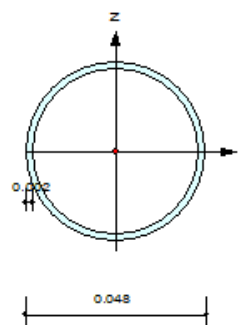
5. Deflection Checking Results

$$L/50.0 = 0.0220 > 0.0172 \text{ (Memb:154, LCB: 4, Dir-Y)} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

PROFILO Ø48x2

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 2
 Material : S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name : C fi 48x2 (No:2)
 (Built-up Section).
 Member Length : 5.70968



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.0000 (LCB: 1, POS:J)
 Bending Moments My = -0.0000, Mz = 0.12691
 End Moments Myi = -0.0000, Myj = -0.0000 (for Lb)
 Myi = 0.00001, Myj = -0.0000 (for Ly)
 Mzi = 0.12691, Mzj = 0.12691 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -1.4080 (LCB: 1, POS:J)
 Fzz = -0.0020 (LCB: 1, POS:3/4)

Outer Dia.	0.04800	Well Thick	0.00200
Area	0.00029	Asz	0.00014
Oyb	0.00053	Ozb	0.00053
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02400	Zbar	0.02400
Wely	0.00000	Welz	0.00000
ry	0.01628	rz	0.01628

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.09516, Lz = 5.70968, Lb = 5.70968
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Axial Resistance

$N_{Ed}/\min[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 0.0000/75.6974 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00003/1.10908 = 0.000 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.12691/1.10908 = 0.114 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{NRd} = \max[M_{Edy}/M_{Ny_Rd}, M_{Edz}/M_{Nz_Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{Ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{Nz_Rd})^{\beta}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = \max[R_{NRd}, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend}), \max(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.114 < 1.000$.. O.K

Torsion Strength

$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.05993/0.96513 = 0.062 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.054 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

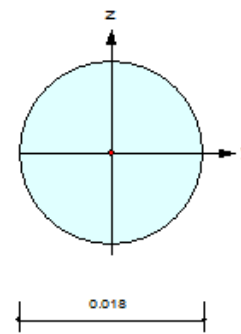
5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0228 > 0.0000$ (Memb:2, LCB: 4, POS: 5.5m, Dir-Z)..... O.K

PROFILO Ø18

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 153
 Material : S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 2100000000)
 Section Name : M fi 18 (No:3)
 (Built-up Section).
 Member Length : 1.10000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.0302 (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments My = 0.00000, Mz = -0.0590
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = -0.0590, Mzj = -0.0038 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.0501 (LCB: 1, POS:1/2)
 Fzz = 0.00000 (LCB: 3, POS:1/2)

Outer Dia. 0.01800			
Area	0.00025	Asz	0.00023
Oyb	0.00003	Ozb	0.00003
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.00000	Zbar	0.00000
Wely	0.00000	Welz	0.00000
ry	0.00450	rz	0.00450

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.10000, Lz = 1.10000, Lb = 1.10000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\min[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 0.0302/66.6466 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00000/0.25457 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.05899/0.25457 = 0.232 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Combined Resistance

$$RNRd = \max[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = \max[RNRd, (R_{oom} + R_{bend}), \max(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.232 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.001 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

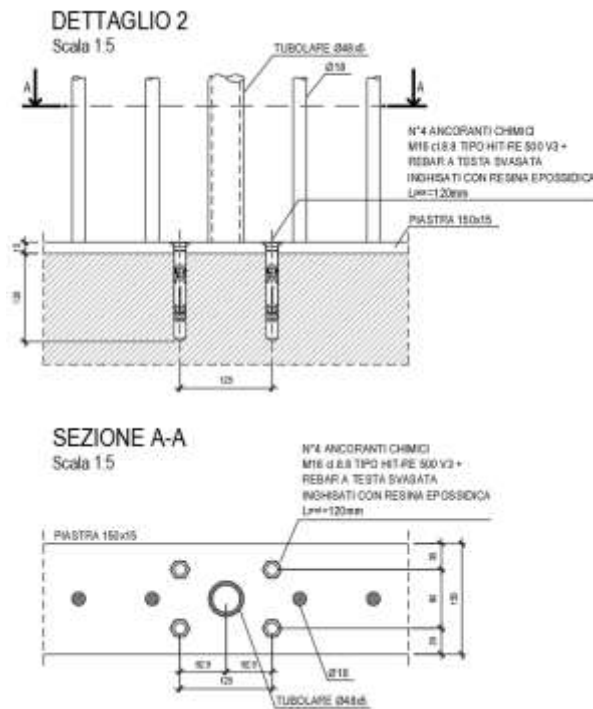
$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

5. Deflection Checking Results

$$L/50.0 = 0.0220 > 0.0172 \text{ (Memb:152, LCB: 4, Dir-Y)} \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

SISTEMA DI AGGANCIO

Si riporta di seguito la verifica effettuata per il collegamento del piatto spesso 10 mm. La verifica è condotta per mezzo del programma Hilti PROFIS Anchor. Di seguito la verifica:



1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + Rebar B500B 16mm

Return period (service life in years): 50

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.

Profondità di posa effettiva: $h_{ef, opt} = 151 \text{ mm}$ ($h_{ef, limit} = 320 \text{ mm}$)

Materiale: B500B

Certificazione No.: ETA 16/0143

Emesso / Validato: 14/05/2019 | -

Prova: metodo di calcolo EN 1992-4, Chimico

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 200 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: Cilindro, 50; ($L \times W \times T$) = $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$

Materiale base: fessurato calcestruzzo, $f_{c, cyl} = 32,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10.000 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

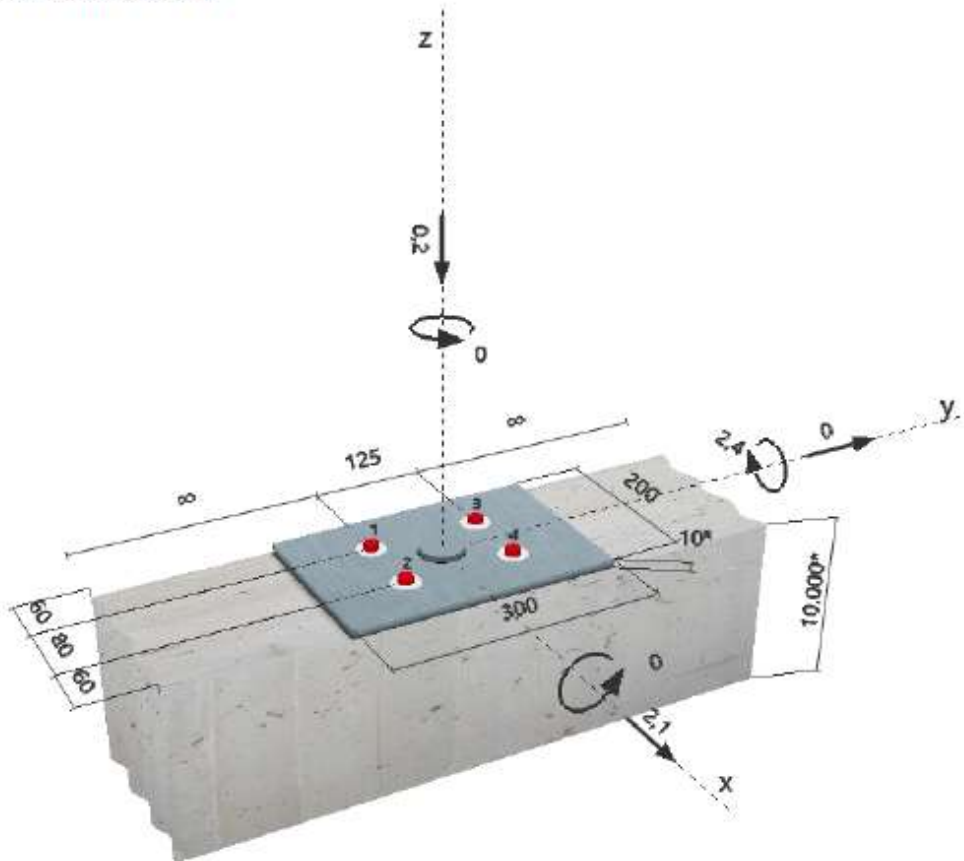
Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$)
 senza armatura di bordo longitudinale



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Prova I Utilizzo (Configurazioni maggiormente caricate)

Carico	Prova	Valori di calcolo [kN]		Utilizzo	Stato
		Carico	Resistenza	β_N / β_V [%]	
Trazione	Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento	20,870	20,906	100 / -	OK
Taglio	Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+	2,100	11,521	- / 19	OK

Carico	β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
Carichi combinati a trazione e taglio	0,998	0,182	1,0	99	OK

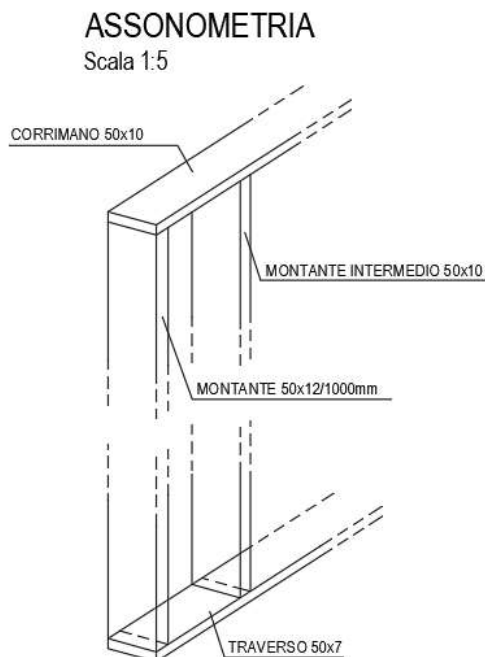
3 Attenzione

- Si prega di considerare tutti i dettagli e le avvertenze contenute nel report di calcolo!

L'ancoraggio risulta verificato!

10.13.3 PARAPETTO SCALA IN ACCIAIO

Di seguito la verifica del parapetto in acciaio soggetto ad una spinta di 1.00kN/ml. La ringhiera è costituita da elementi in acciaio S275J0. Gli elementi verticali sono a sezione piena 50x10 a passo 100 mm e montanti di sezione rettangolare 50x12 a passo 500 mm che sorreggono la ringhiera di coronamento 50x10, alla base è previsto un elemento di chiusura di sezione 50x7; il sistema di vincolo alla scala è previsto ogni 900 mm.



Di seguito delle immagini del modello, carichi e vincoli:

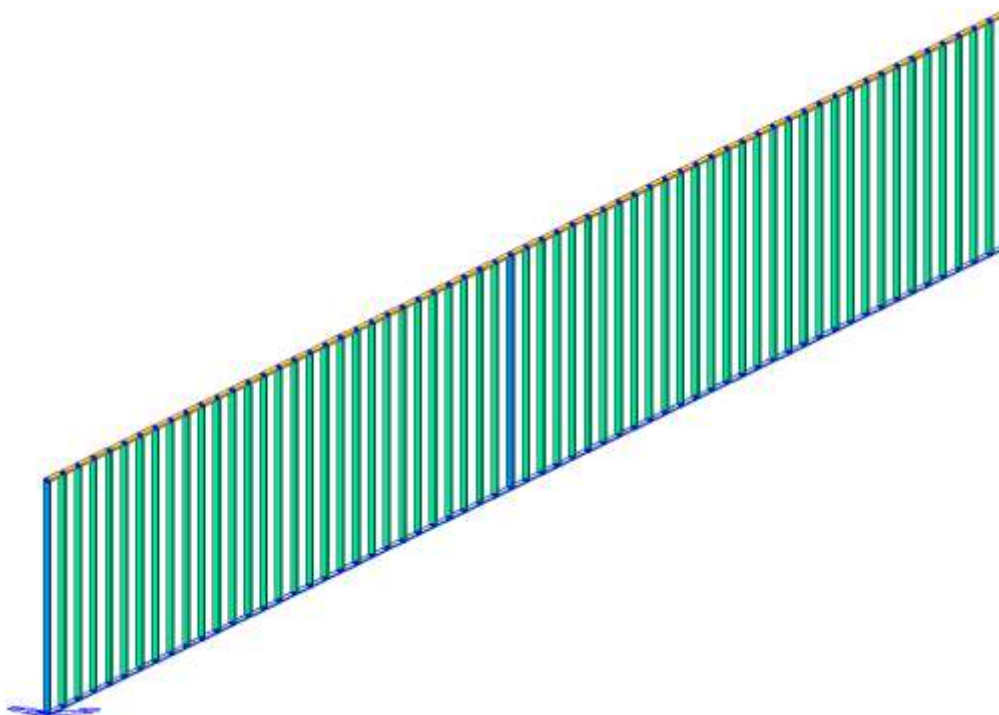
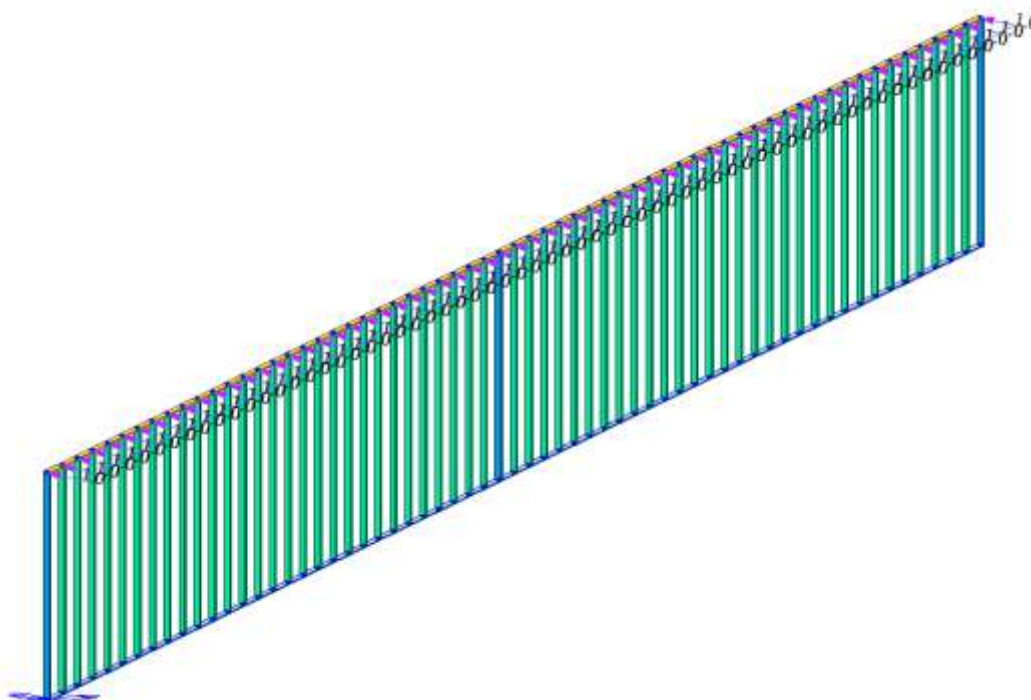
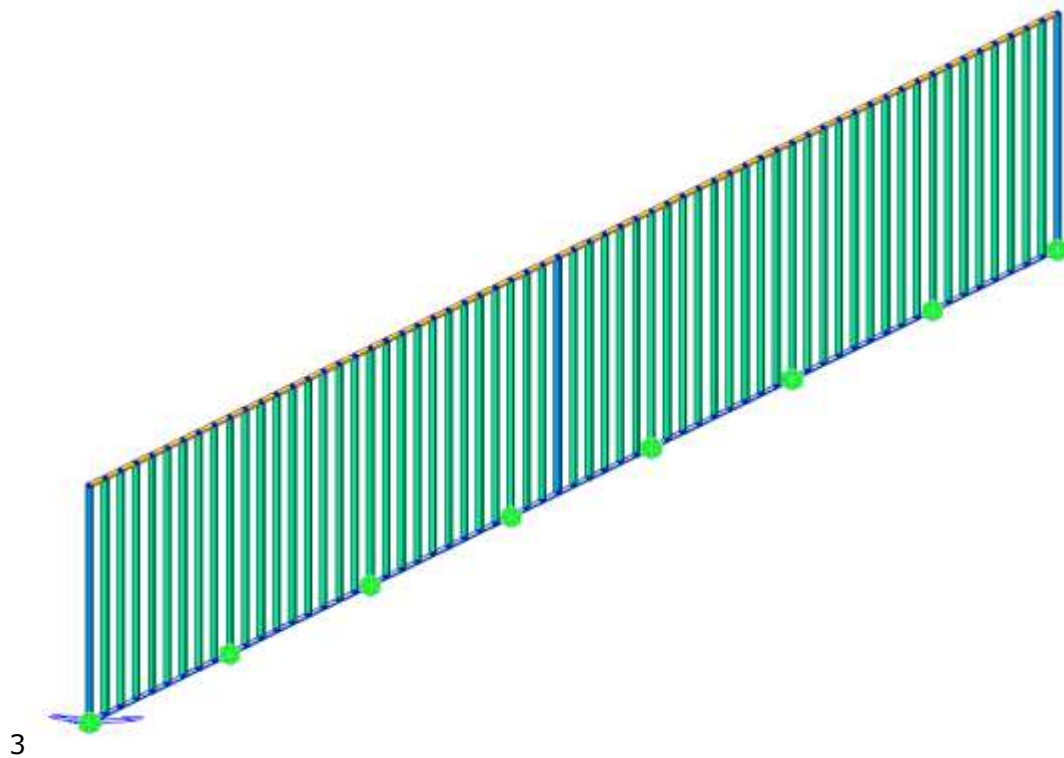


Immagine del modello

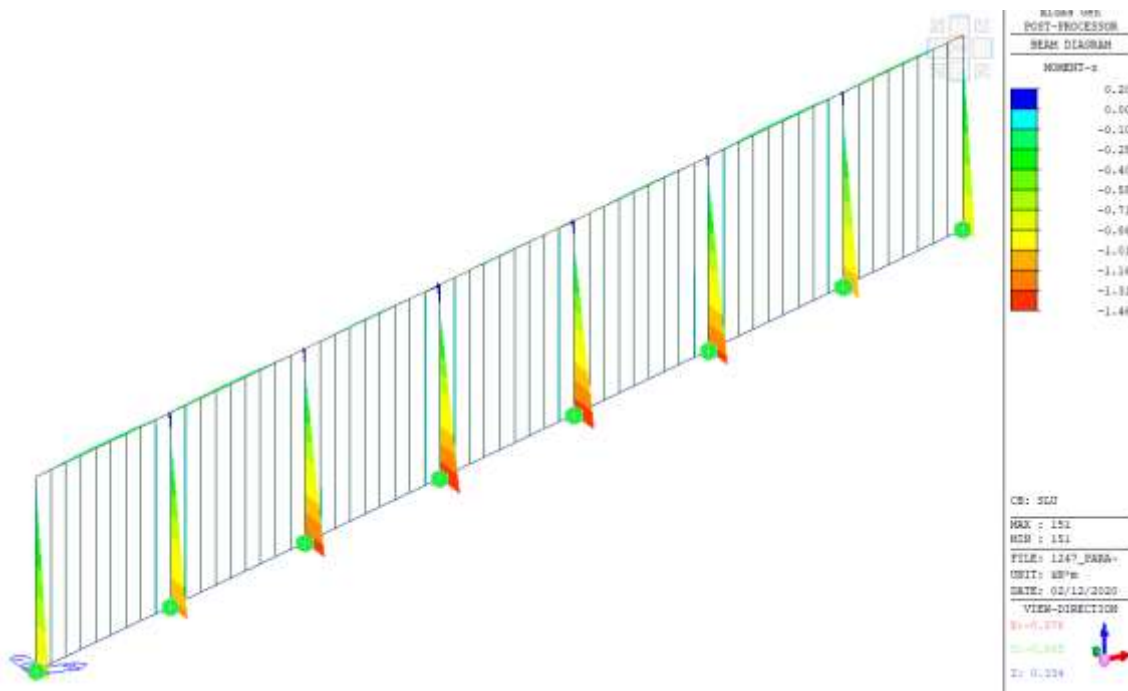


Carichi applicati

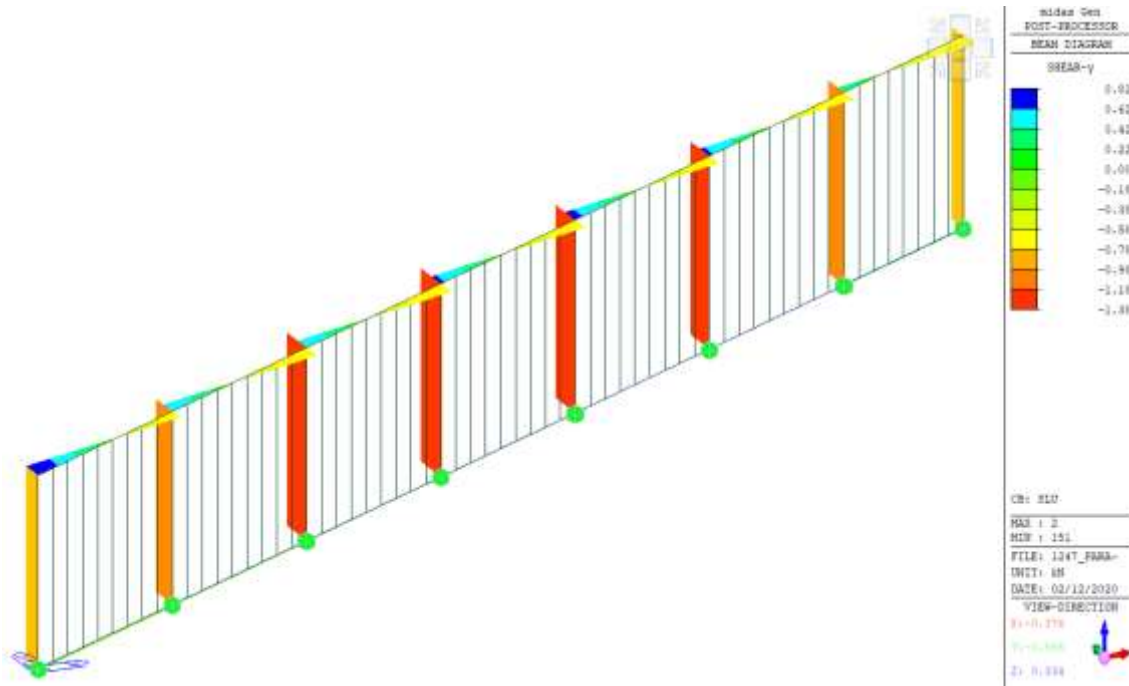


Vincoli

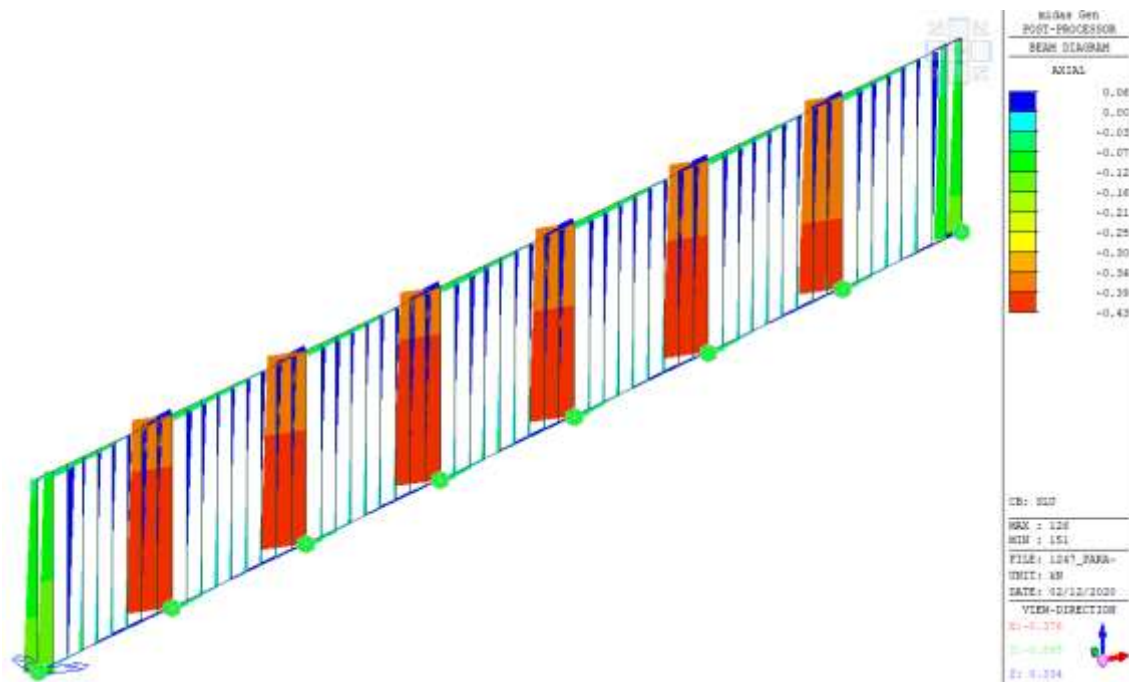
Si riporta di seguito la rappresentazione grafica degli involuipi delle sollecitazioni massime sugli elementi strutturali.



Momento flettente

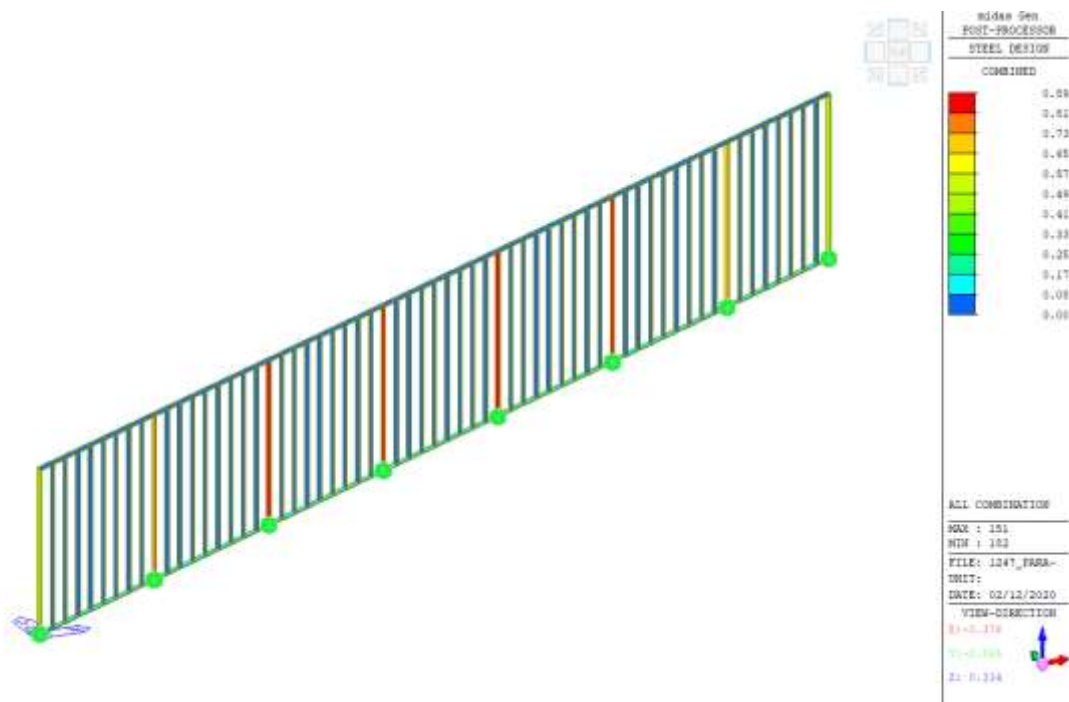


Sforzo di Taglio






















Sforzo Normale

Si riporta di seguito la mappa cromatica indicante il tasso di sfruttamento delle membrature in acciaio.



Si riportano di seguito in forma tabellare le verifiche e l'esplicitazione degli elementi in acciaio più sollecitati:

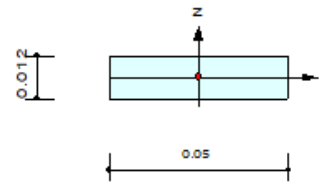
CH K	MEMB COM	SECT SHR	SE L	Section		LCB	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def
				Material	Fy													Defa
OK	1	4	<input type="checkbox"/>	L 50x7		1	6.19839	0.09997	1.000	1.000	-0.0753	-0.0142	-0.0142	0.00286	-0.1294	-0.1921	-	-
	0.092	0.004		S275	275000		6.19839	6.19839	1.000	1.000	91.6667	0.00000	0.16042	1.14583	52.9238	52.9238	-	-
OK	2	2	<input type="checkbox"/>	C 50x10		1	6.19839	0.09997	1.000	1.000	0.00135	0.00344	0.00344	-0.1037	0.81918	-0.1217	-	-
	0.074	0.011		S275	275000		6.19839	6.19839	1.000	1.000	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	-
OK	125	3	<input type="checkbox"/>	M 50x10		1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.1435	-0.0065	-0.0065	-0.0554	-0.0021	-0.0107	-	0.01188
	0.055	0.000		S275	275000		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	126	3	<input type="checkbox"/>	M 50x10		1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	0.06379	0.00560	0.00560	-0.0153	0.00570	-0.0092	-	0.01260
	0.027	0.000		S275	275000		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	127	3	<input type="checkbox"/>	M 50x10		1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	0.02636	0.00353	0.00353	-0.0054	0.00097	-0.0058	-	0.01330
	0.014	0.000		S275	275000		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	128	3	<input type="checkbox"/>	M 50x10		1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.0271	-0.0008	-0.0008	-0.0036	-0.0004	-0.0014	-	0.01396
	0.005	0.000		S275	275000		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	129	3	<input type="checkbox"/>	M 50x10		1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.0264	0.00185	0.00185	-0.0034	-0.0006	0.00313	-	0.01457
	0.008	0.000		S275	275000		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	130	3	<input type="checkbox"/>	M 50x10		1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	0.03662	-0.0044	-0.0044	-0.0046	0.00065	0.00723	-	0.01514
	0.017	0.000		S275	275000		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	131	3	<input type="checkbox"/>	M 50x10		1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	0.04989	-0.0060	-0.0060	-0.0167	0.00593	0.00987	-	0.01565
	0.029	0.000		S275	275000		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	132	3	<input type="checkbox"/>	M 50x10		1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.0137	0.00543	0.00543	-0.0807	-0.0156	0.00913	-	0.01613
	0.066	0.000		S275	275000		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400

OK	133	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.4332	0.00011	0.00011	-1.2127	-1.1452	0.00022	-	0.01659
	0.744	0.015		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	5.18245	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	134	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.0109	-0.0049	-0.0049	-0.0805	-0.0147	-0.0083	-	0.01702
	0.064	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	135	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	0.04171	0.00543	0.00543	-0.0172	0.00681	-0.0089	-	0.01743
	0.027	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	136	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	0.03263	0.00380	0.00380	-0.0042	0.00116	-0.0062	-	0.01779
	0.014	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	137	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.0278	-0.0013	-0.0013	-0.0019	-0.0005	-0.0022	-	0.01812
	0.005	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	138	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.0263	0.00133	0.00133	-0.0017	-0.0006	0.00225	-	0.01839
	0.005	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	139	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	0.03646	-0.0038	-0.0038	-0.0034	0.00087	0.00633	-	0.01863
	0.014	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	140	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	0.04822	-0.0055	-0.0055	-0.0176	0.00707	0.00903	-	0.01882
	0.028	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	141	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.0100	0.00503	0.00503	-0.0914	-0.0177	0.00846	-	0.01899
	0.071	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	142	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.4245	0.00005	0.00005	-1.4013	-1.3247	0.00008	-	0.01915
	0.859	0.018		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	5.18245	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	179	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.0085	-0.0043	-0.0043	-0.0715	-0.0139	-0.0073	-	0.01506
	0.057	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	180	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	0.04063	0.00460	0.00460	-0.0116	0.00641	-0.0076	-	0.01451
	0.021	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	181	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.0270	-0.0028	-0.0028	0.00190	0.00110	-0.0048	-	0.01393
	0.010	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	182	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	0.03400	0.00045	0.00045	0.00302	-0.0003	-0.0007	-	0.01331
	0.003	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	183	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.0297	0.00207	0.00207	0.00248	0.00032	0.00349	-	0.01265
	0.008	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	184	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	0.06353	-0.0042	-0.0042	-0.0065	0.00437	0.00692	-	0.01196
	0.017	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	185	3		M 50x10	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.1171	0.00534	0.00534	-0.0461	-0.0035	0.00875	-	0.01124
	0.045	0.000		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	130.952	0.00000	0.32738	1.63690	75.6054	75.6054	-	0.02400
OK	187	1		M 50x12	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.1311	0.00238	0.00238	-0.8898	-0.7899	0.00590	-	0.01051
	0.459	0.009		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	157.143	0.00000	0.47143	1.96429	90.7265	90.7265	-	0.02400
OK	189	1		M 50x12	1	1.20000	1.20000	1.000	0.850	-0.1377	-0.0027	-0.0027	-0.9352	-0.8192	-0.0069	-	0.01113
	0.483	0.009		S275		1.20000	1.20000	1.000	0.850	157.143	0.00000	0.47143	1.96429	90.7265	90.7265	-	0.02400

PROFILO 50x12

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 189
 Material : S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name : M 50x12 (No:1)
 (Built-up Section).
 Member Length : 1.20000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.1377 (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments My = -0.0027, Mz = -0.9352
 End Moments Myi = -0.0027, Myj = 0.00551 (for Lb)
 Myi = -0.0027, Myj = 0.00551 (for Ly)
 Mzi = -0.9352, Mzj = 0.04782 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.8192 (LCB: 1, POS:1/2)
 Fzz = -0.0069 (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	0.01200	Width	0.05000
Area	0.00080	Asz	0.00050
Oyb	0.00002	Ozb	0.00031
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02500	Zbar	0.00800
Wely	0.00000	Welz	0.00001
ry	0.00346	rz	0.01443

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.20000, Lz = 1.20000, Lb = 1.20000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/M[N_{c_Rd}, N_{b_Rd}] = 0.138/157.143 = 0.001 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00271/0.47143 = 0.006 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.93519/1.96429 = 0.476 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{NRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{Ny_Rd}, M_{Edz}/M_{Nz_Rd}]$$

$$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{Ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{Nz_Rd})^{\beta}$$

$$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend}), \text{MAX}(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.483 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.009 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

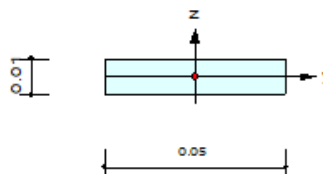
5. Deflection Checking Results

$$L/50.0 = 0.0240 > 0.0200 \text{ (Memb:154, LCB: 4, Dir-Y)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

PROFILO 50x10

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 2
 Material : S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 2100000000)
 Section Name : C 50x10 (No:2)
 (Built-up Section).
 Member Length : 6.19839



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00135 (LCB: 1, POS:1/4)
 Bending Moments My = 0.00344, Mz = -0.1037
 End Moments Myi = -0.0055, Myj = -0.0047 (for Lb)
 Myi = 0.00708, Myj = -0.0003 (for Ly)
 Mzi = -0.0062, Mzj = 0.04527 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.81918 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = -0.1217 (LCB: 1, POS:3/4)

Depth	0.01000	Width	0.05000
Area	0.00050	Asz	0.00042
Oyb	0.00001	Ozb	0.00031
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02500	Zbar	0.00500
Wely	0.00000	Welz	0.00000
ry	0.00289	rz	0.01443

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.09997, Lz = 6.19839, Lb = 6.19839
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Axial Resistance

N_Ed/Nt_Rd = 0.001/130.952 = 0.000 < 1.000 O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 0.00344/0.32738 = 0.011 < 1.000 O.K

M_Edz/M_Rdz = 0.10366/1.63690 = 0.063 < 1.000 O.K

Combined Resistance

RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]

Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta

Room = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd

Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Room+Rbend)] = 0.074 < 1.000 O.K

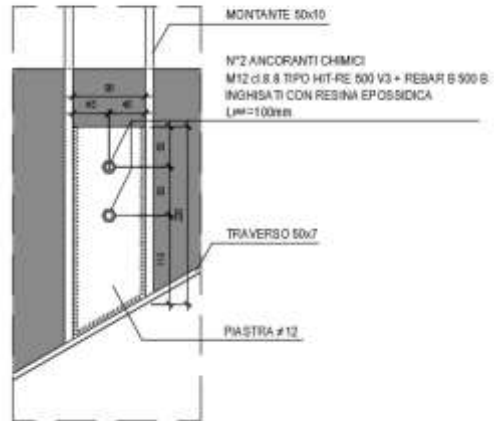
Shear Resistance

V_Edy/Vy_Rd = 0.011 < 1.000 O.K

V_Edz/Vz_Rd = 0.002 < 1.000 O.K

Si riporta di seguito la verifica effettuata per il collegamento del piatto spesso 10 mm. La verifica è condotta per mezzo del programma Hilti PROFIS Anchor. Di seguito la verifica:

Scala 1-5



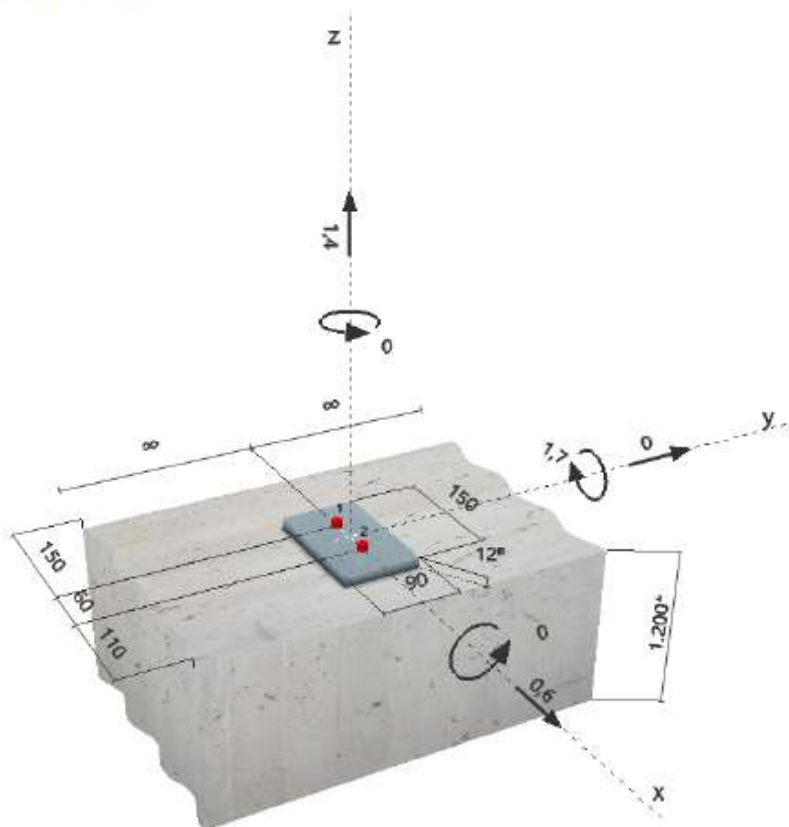
1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + Rebar B500B 12mm
Return period (service life in years):	50
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef, opt} = 70 \text{ mm}$ ($h_{ef, lim} = 240 \text{ mm}$)
Materiale:	B500B
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso l Valido:	14/05/2019 -
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, Chimico
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 12 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 150 \text{ mm} \times 90 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, $f_{ctd} = 32,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 1.200 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Prova I Utilizzo (Configurazioni maggiormente caricate)

Carico	Prova	Valori di calcolo [kN]		Utilizzo	
		Carico	Resistenza	β_N / β_V [%]	Stato
Trazione	Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento	20,785	28,175	72 / -	OK
Taglio	Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+	0,600	16,724	- / 4	OK

Carico	β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
Carichi combinati a trazione e taglio	0,712	0,036	1,5	61	OK

3 Attenzione

- Si prega di considerare tutti i dettagli e le avvertenze contenute nel report di calcolo!

L'ancoraggio risulta verificato!

10.13.4 GAZEBO

Di seguito le verifiche della carpenteria metallica dei gazebo siti in copertura. L'orizzontamento è costituito da scatolari 200x100x6.3 che fungono da elementi principali e scatolari 80x80x5 che fungono da elementi secondari. I pilastri, a sostegno degli elementi orizzontali ci sono pilastri inclinati di sezione scatolare 200x100x6.3. Di seguito un'immagine del modello, dei carichi applicati e del sistema di vincolo:

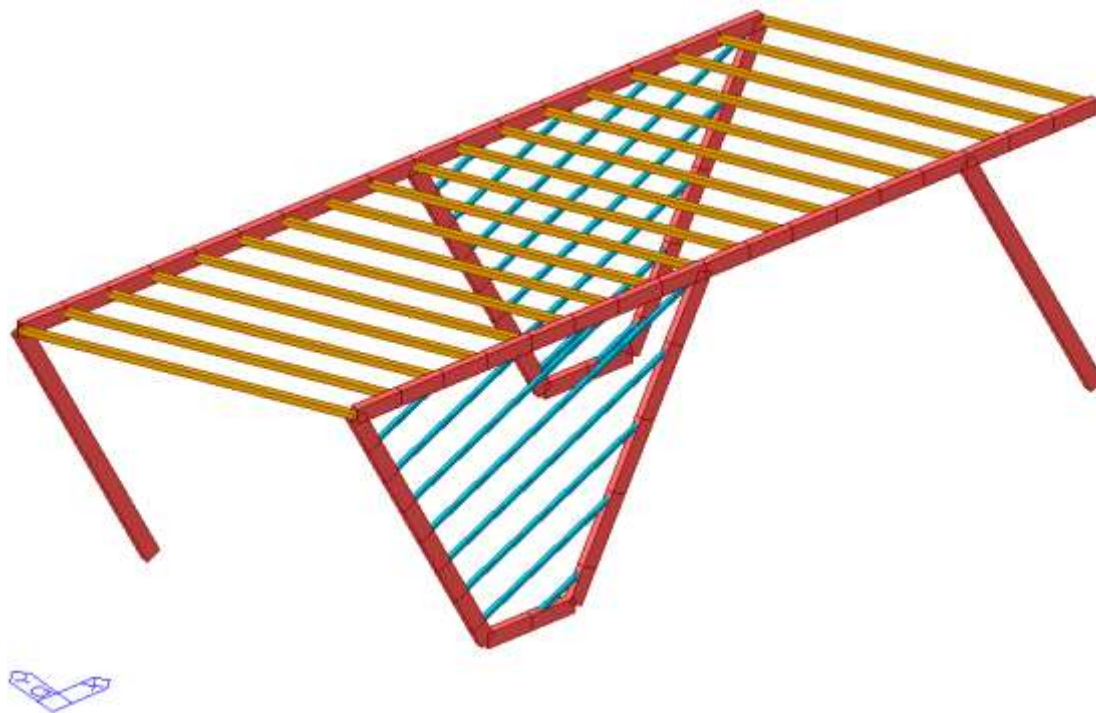
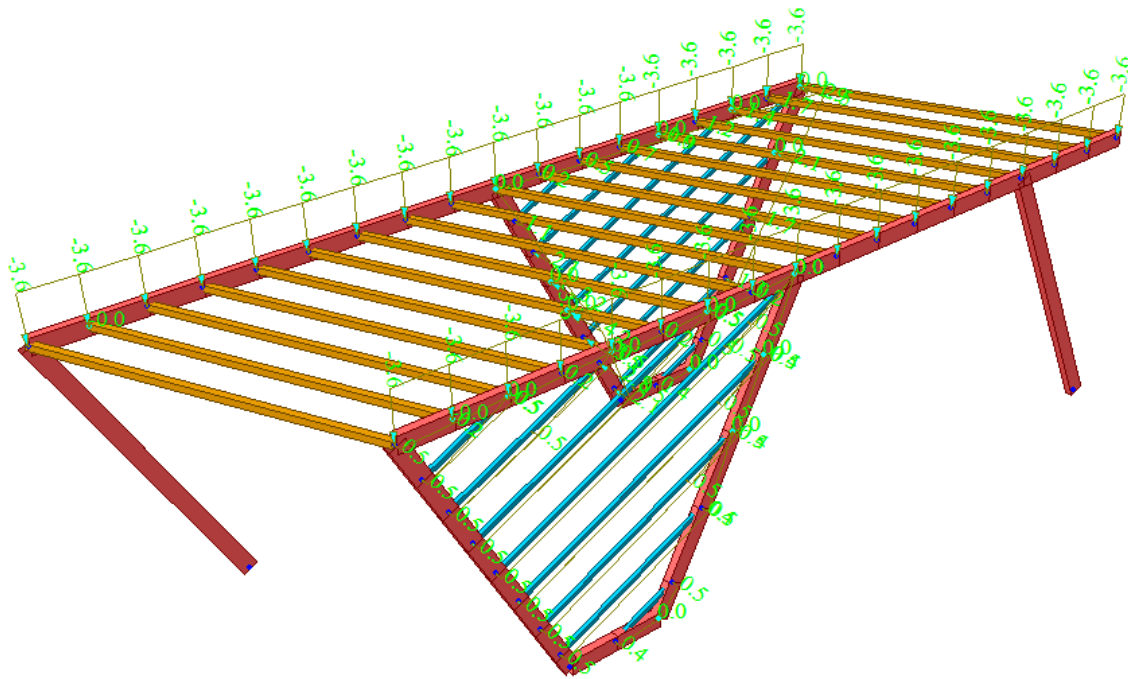
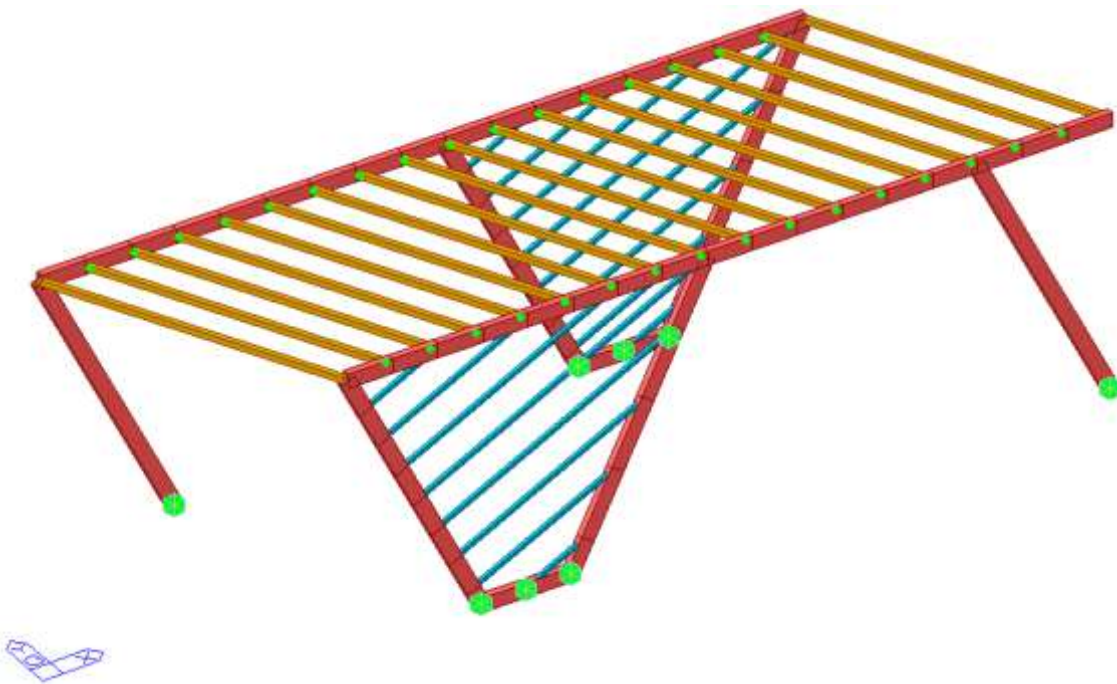


Immagine del modello

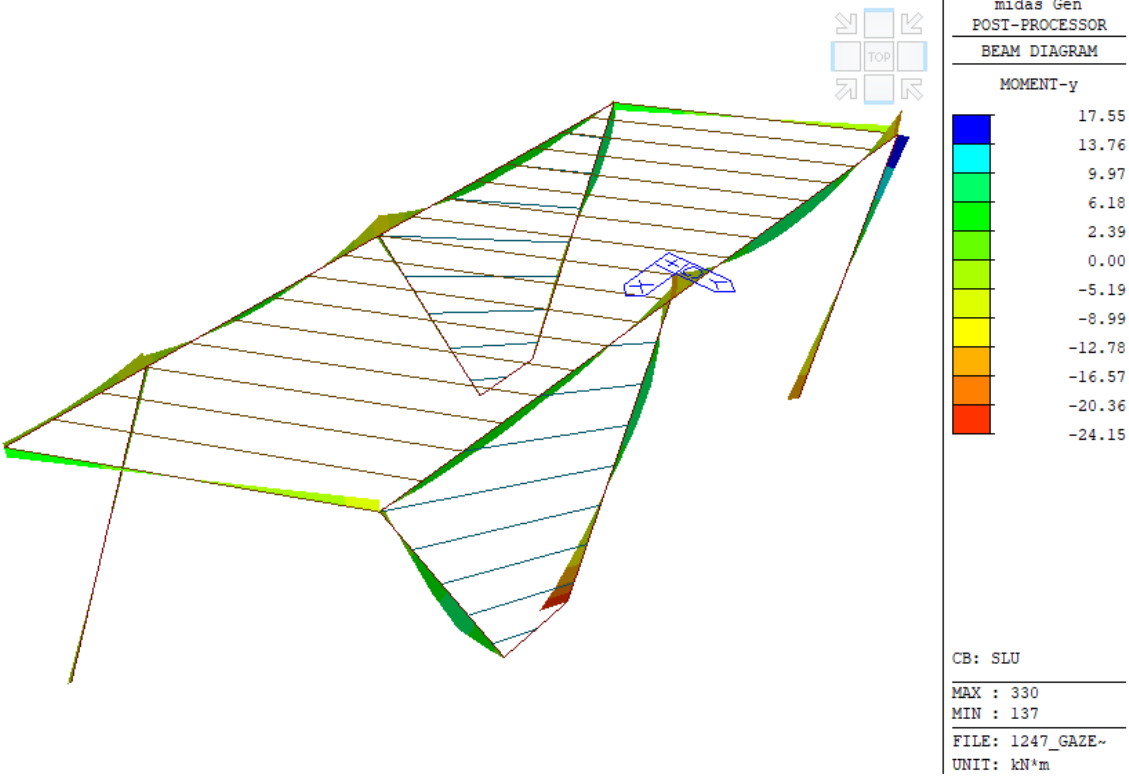


Carichi applicati

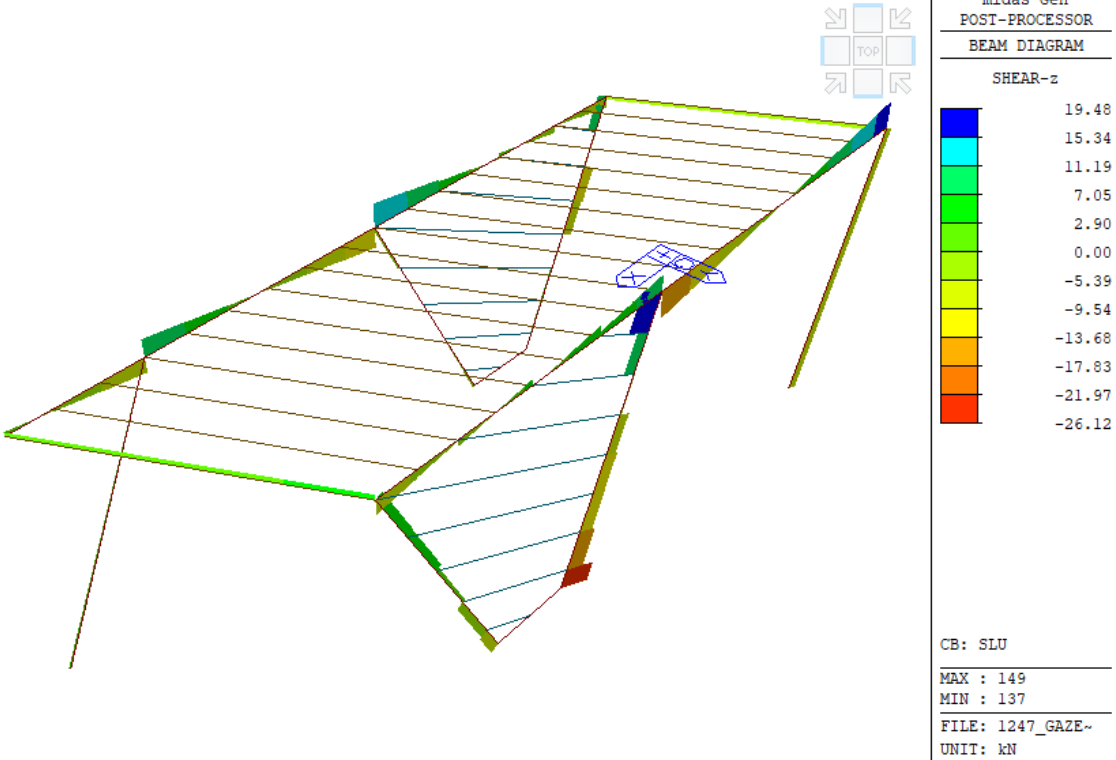


Vincoli

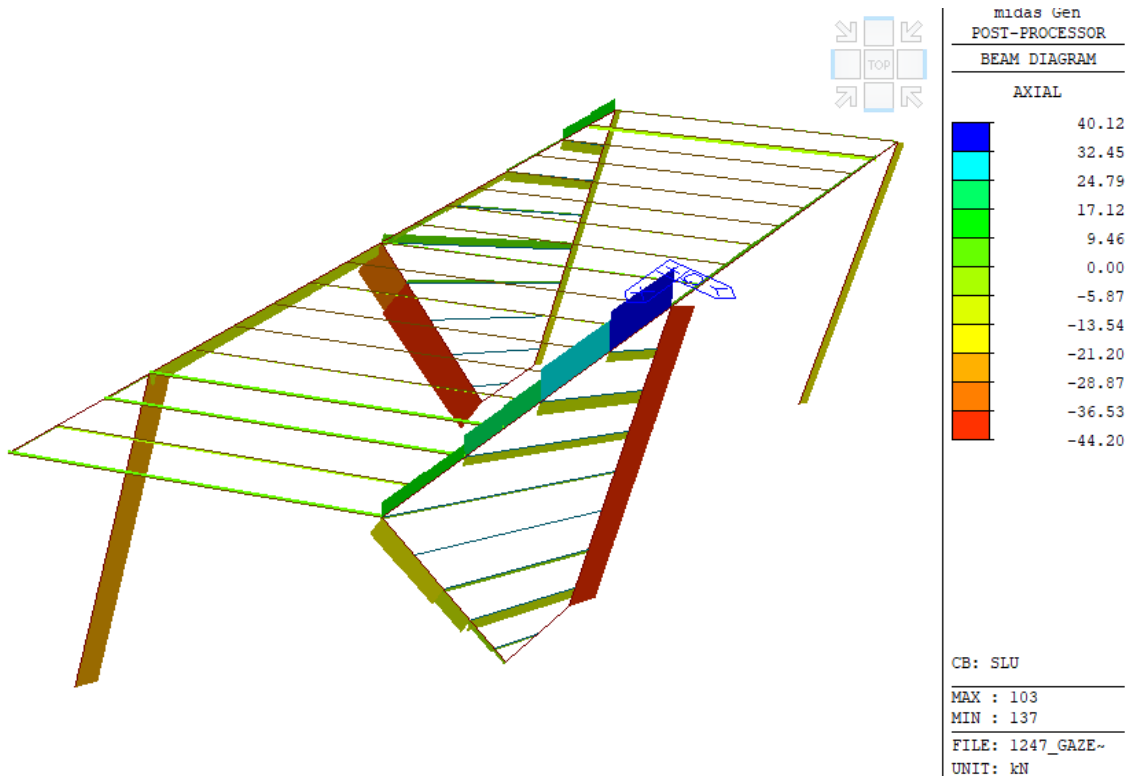
Si riporta di seguito la rappresentazione grafica degli involuipi delle sollecitazioni massime sugli elementi strutturali.



Momento flettente

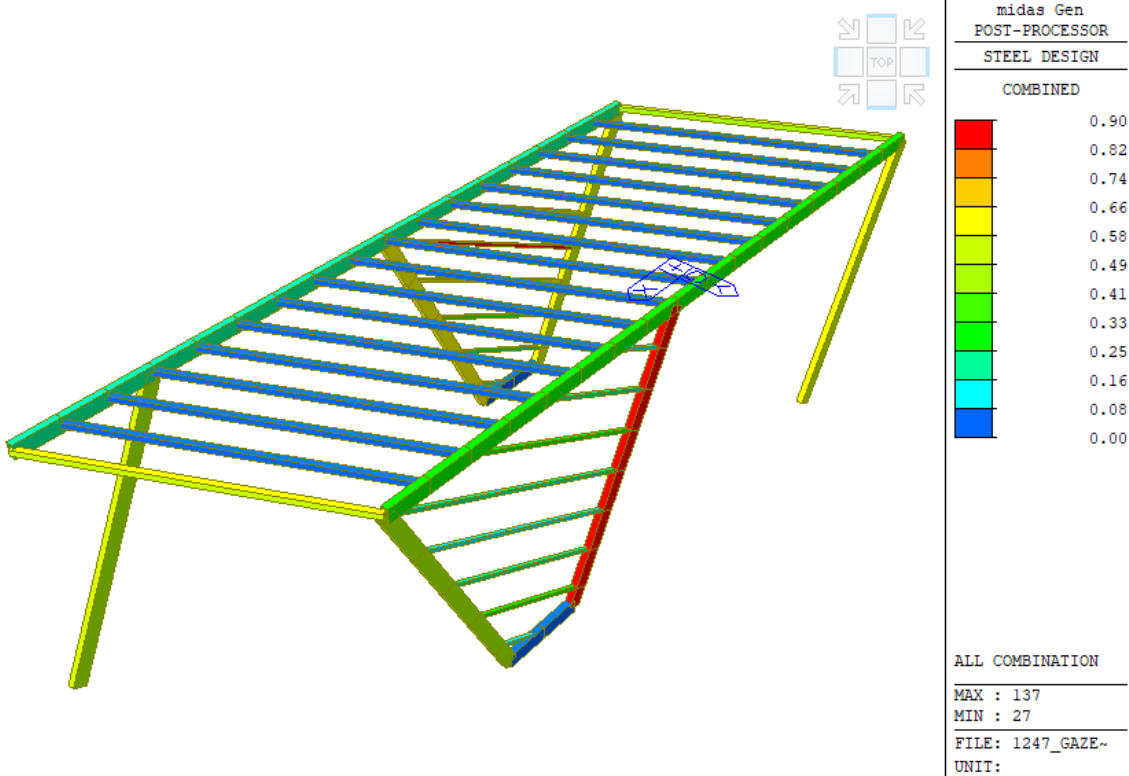


Sforzo di Taglio



Sforzo Normale

Si riporta di seguito la mappa cromatica indicante il tasso di sfruttamento delle membrature in acciaio.



Si riportano di seguito in forma tabellare le verifiche e l'esplicitazione degli elementi in acciaio più sollecitati:

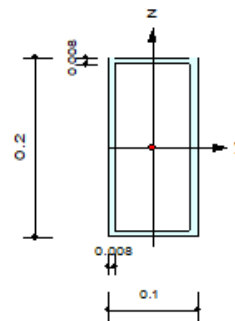
CH	MEMB	SECT	SE	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
K	COM	SHR	L	Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	27	2	□	200x100x8		1	1.25041	1.25041	1.000	1.000	0.00000	-0.0148	-0.0148	-0.0083	-0.0574	0.14220	-	-0.0000
	0.000	0.000		S275	275000		1.25041	1.25041	1.000	1.000	1249.60	0.00000	0.00000	48.2416	254.034	508.068	-	0.00500
OK	78	2	□	200x100x8		1	1.25065	1.25065	1.000	1.000	0.00000	-0.0148	-0.0148	0.01107	0.12823	0.14225	-	-0.0000
	0.000	0.001		S275	275000		1.25065	1.25065	1.000	1.000	1249.60	0.00000	0.00000	48.2416	254.034	508.068	-	0.00500
OK	82	3	□	80x80x5		1	4.19248	4.19248	1.000	1.000	-2.1787	0.32981	0.32981	0.00000	0.00000	-0.3147	-	-0.0016
	0.034	0.002		S275	275000		4.19248	4.19248	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	83	3	□	80x80x5		1	4.19252	4.19252	1.000	1.000	3.08161	0.32982	0.32982	0.00000	0.00000	-0.3147	-	-0.0016
	0.036	0.002		S275	275000		4.19252	4.19252	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	84	3	□	80x80x5		1	4.19256	4.19256	1.000	1.000	3.16925	0.32982	0.32982	0.00000	0.00000	0.31467	-	-0.0016
	0.036	0.002		S275	275000		4.19256	4.19256	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	85	3	□	80x80x5		1	4.19261	4.19261	1.000	1.000	-1.0906	0.32983	0.32983	0.00000	0.00000	-0.3147	-	-0.0016
	0.031	0.002		S275	275000		4.19261	4.19261	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	86	3	□	80x80x5		1	4.19265	4.19265	1.000	1.000	0.16313	0.32984	0.32984	0.00000	0.00000	0.31468	-	-0.0016
	0.029	0.002		S275	275000		4.19265	4.19265	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	87	3	□	80x80x5		1	4.19269	4.19269	1.000	1.000	0.09583	0.32984	0.32984	0.00000	0.00000	-0.3147	-	-0.0016
	0.029	0.002		S275	275000		4.19269	4.19269	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	88	3	□	80x80x5		1	4.19278	4.19278	1.000	1.000	-0.2776	0.32986	0.32986	0.00000	0.00000	-0.3147	-	-0.0016
	0.029	0.002		S275	275000		4.19278	4.19278	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	89	3	□	80x80x5		1	4.19282	4.19282	1.000	1.000	1.45744	0.32986	0.32986	0.00000	0.00000	0.31469	-	-0.0016
	0.032	0.002		S275	275000		4.19282	4.19282	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	91	3	□	80x80x5		1	4.19291	4.19291	1.000	1.000	-1.0067	0.32988	0.32988	0.00000	0.00000	0.31470	-	-0.0016
	0.031	0.002		S275	275000		4.19291	4.19291	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	92	3	□	80x80x5		1	4.19274	4.19274	1.000	1.000	-1.1151	0.32985	0.32985	0.00000	0.00000	0.31469	-	-0.0016
	0.031	0.002		S275	275000		4.19274	4.19274	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	93	3	□	80x80x5		1	4.19295	4.19295	1.000	1.000	-0.8242	0.32989	0.32989	0.00000	0.00000	-0.3147	-	-0.0016
	0.031	0.002		S275	275000		4.19295	4.19295	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	94	3	□	80x80x5		1	4.19300	4.19300	1.000	1.000	-0.6046	0.32989	0.32989	0.00000	0.00000	-0.3147	-	-0.0016
	0.030	0.002		S275	275000		4.19300	4.19300	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	95	3	□	80x80x5		1	4.19304	4.19304	1.000	1.000	-0.2503	0.32990	0.32990	0.00000	0.00000	-0.3147	-	-0.0016
	0.029	0.002		S275	275000		4.19304	4.19304	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02097
OK	96	3	□	80x80x5		1	4.19309	4.19309	1.000	1.000	-0.6853	0.32991	0.32991	0.00000	0.00000	0.31471	-	-0.0016
	0.030	0.002		S275	275000		4.19309	4.19309	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02097
OK	97	3	□	80x80x5		1	4.19263	4.19263	1.000	1.000	3.10268	-6.2773	-6.2773	-0.1242	0.08222	3.04945	-	0.00459
	0.558	0.024		S275	275000		4.19263	4.19263	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	127.017	127.017	-	0.02096
OK	98	2	□	200x100x8		1	10.6217	5.62665	1.000	1.000	1.35670	-15.201	-15.201	-5.5474	6.04204	17.6433	-	-0.0047
	0.307	0.035		S275	275000		10.6217	5.62665	1.000	1.000	1249.60	0.00000	79.4816	48.2416	254.034	508.068	-	0.04249
OK	113	3	□	80x80x5		1	4.19336	4.19336	1.000	1.000	0.95768	-5.2139	-5.2139	-0.2350	-0.1383	-2.6702	-	0.00314
	0.471	0.021		S275	275000		4.19336	4.19336	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	127.017	127.017	-	0.02097
OK	126	3	□	80x80x5		1	4.19284	4.19284	1.000	1.000	-4.1705	0.32987	0.32987	0.00000	0.00000	-0.3147	-	-0.0016
	0.039	0.002		S275	275000		4.19284	4.19284	1.000	1.000	412.500	0.00000	11.6187	11.6187	0.00000	127.017	-	0.02096
OK	127	2	□	200x100x8		1	10.6218	3.75044	1.000	1.000	-11.726	-11.641	-11.641	-2.1651	2.73846	-10.968	-	-0.0013
	0.201	0.022		S275	275000		10.6218	3.75044	1.000	1.000	1249.60	0.00000	79.4816	48.2416	254.034	508.068	-	0.04249
OK	134	2	□	200x100x8		1	4.19280	0.27952	1.000	1.000	-14.203	-1.0221	-1.0221	-24.858	-14.815	9.55433	-	-
	0.545	0.058		S275	275000		4.19280	0.27952	1.000	1.000	1249.60	0.00000	79.4816	48.2416	254.034	508.068	-	-
OK	135	2	□	200x100x8		1	4.19272	0.46613	1.000	1.000	-37.964	-0.7852	-0.7852	24.0316	10.6807	-1.5320	-	-
	0.586	0.042		S275	275000		4.19272	0.46613	1.000	1.000	552.534	0.00000	79.4816	48.2416	254.034	508.068	-	-
OK	136	2	□	200x100x8		1	4.19024	0.46555	1.000	1.000	-2.7548	0.44843	0.44843	21.8069	9.75251	-5.9803	-	-
	0.460	0.038		S275	275000		4.19024	0.46555	1.000	1.000	1249.60	0.00000	79.4816	48.2416	254.034	508.068	-	-
OK	137	2	□	200x100x8		1	4.19264	0.27951	1.000	1.000	-44.196	-24.146	-24.146	-27.250	-15.307	-26.117	-	-
	0.904	0.060		S275	275000		4.19264	0.27951	1.000	1.000	552.547	0.00000	79.4816	48.2416	254.034	508.068	-	-
OK	296	5	□	50x50x4		1	1.11829	1.11829	1.000	1.000	-10.465	-0.1641	-0.1641	0.20247	0.79134	-0.2962	-	-
	0.156	0.012		S275	275000		1.11829	1.11829	1.000	1.000	202.400	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	297	5	□	50x50x4		1	2.23630	2.23630	1.000	1.000	-9.7650	-0.1980	-0.1980	0.72243	1.79854	-0.2283	-	-
	0.390	0.028		S275	275000		2.23630	2.23630	1.000	1.000	73.2486	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	298	5	□	50x50x4		1	3.35486	3.35486	1.000	1.000	1.69038	-0.1951	-0.1951	1.55702	2.70406	-0.1961	-	-
	0.509	0.043		S275	275000		3.35486	3.35486	1.000	1.000	202.400	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	299	5	□	50x50x4		1	4.47299	4.47299	1.000	1.000	8.37382	-0.1564	-0.1564	2.70708	3.58054	-0.1662	-	-
	0.859	0.056		S275	275000		4.47299	4.47299	1.000	1.000	202.400	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	305	5	□	50x50x4		1	3.72754	3.72754	1.000	1.000	2.77506	-0.1120	-0.1120	1.92791	2.98336	-0.1398	-	-
	0.597	0.047		S275	275000		3.72754	3.72754	1.000	1.000	202.400	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-

OK	311	5	<input type="checkbox"/>	50x50x4	1	2.23669	2.23669	1.000	1.000	-0.6956	-0.0193	-0.0193	0.62871	-0.9747	-0.0822	-	-
	0.189	0.015		S275 275000		2.23669	2.23669	1.000	1.000	202.400	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	313	5	<input type="checkbox"/>	50x50x4	1	0.93250	0.93250	1.000	1.000	-0.9420	-0.0059	-0.0059	0.42173	-0.3582	-0.0336	-	-
	0.127	0.006		S275 275000		0.93250	0.93250	1.000	1.000	202.400	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	317	5	<input type="checkbox"/>	50x50x4	1	1.11803	1.11803	1.000	1.000	-8.8991	-0.0602	-0.0602	0.17155	0.30444	-0.1011	-	-
	0.110	0.005		S275 275000		1.11803	1.11803	1.000	1.000	202.400	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	318	5	<input type="checkbox"/>	50x50x4	1	2.23647	2.23647	1.000	1.000	-11.706	-0.1494	-0.1494	0.17386	0.14856	-0.1786	-	-
	0.243	0.003		S275 275000		2.23647	2.23647	1.000	1.000	73.2405	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	319	5	<input type="checkbox"/>	50x50x4	1	3.35449	3.35449	1.000	1.000	-7.6176	-0.2114	-0.2114	0.16622	0.08026	-0.2011	-	-
	0.301	0.003		S275 275000		3.35449	3.35449	1.000	1.000	38.0589	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	320	5	<input type="checkbox"/>	50x50x4	1	4.46773	4.46773	1.000	1.000	-1.8481	-0.2365	-0.2365	0.17631	0.05534	-0.2046	-	-
	0.183	0.003		S275 275000		4.46773	4.46773	1.000	1.000	22.8675	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	321	5	<input type="checkbox"/>	50x50x4	1	3.72368	3.72368	1.000	1.000	-0.6756	-0.2670	-0.2670	0.19827	0.04276	-0.2252	-	-
	0.136	0.004		S275 275000		3.72368	3.72368	1.000	1.000	202.400	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	324	5	<input type="checkbox"/>	50x50x4	1	2.97959	2.97959	1.000	1.000	-3.4371	-0.2649	-0.2649	0.19263	0.00505	-0.2413	-	-
	0.187	0.004		S275 275000		2.97959	2.97959	1.000	1.000	46.5659	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	327	5	<input type="checkbox"/>	50x50x4	1	2.23485	2.23485	1.000	1.000	-10.488	0.11726	0.11726	0.31830	-0.0825	-0.2026	-	-
	0.263	0.003		S275 275000		2.23485	2.23485	1.000	1.000	73.3184	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-
OK	329	5	<input type="checkbox"/>	50x50x4	1	0.93112	0.93112	1.000	1.000	-2.1545	0.03044	0.03044	0.44500	-0.4252	-0.0840	-	-
	0.146	0.007		S275 275000		0.93112	0.93112	1.000	1.000	202.400	0.00000	3.50020	3.50020	63.5085	63.5085	-	-

SCATOLARE100x200x8

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 137
 Material : S275 (No:1)
 ($F_y = 275000$, $E_s = 210000000$)
 Section Name : 200x100x8 (No:2)
 (Built-up Section).
 Member Length : 4.19264



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -44.196$ (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments $M_y = -24.146$, $M_z = -27.250$
 End Moments $M_{yi} = -24.146$, $M_{yj} = -7.5103$ (for L_b)
 $M_{yi} = -24.146$, $M_{yj} = -16.853$ (for L_y)
 $M_{zi} = -27.250$, $M_{zj} = 1.98872$ (for L_z)
 Shear Forces $F_{yy} = -15.307$ (LCB: 1, POS:I)
 $F_{zz} = -26.117$ (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.10000	Top F Thick	0.00800
Web Center	0.09200	Bot.F Thick	0.00800
Area	0.00454	Asz	0.00320
Oyb	0.00903	Ozb	0.00548
Iyy	0.00002	Izz	0.00001
Ybar	0.05000	Zbar	0.10000
Wely	0.00023	Welz	0.00015
ry	0.07124	rz	0.04084

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 0.27951$, $L_z = 4.19264$, $L_b = 4.19264$
 Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
 Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 102.7 < 200.0$ (Membr:330, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 44.196/552.547 = 0.080 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 24.1455/79.4816 = 0.304 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 27.2501/48.2416 = 0.565 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.904 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

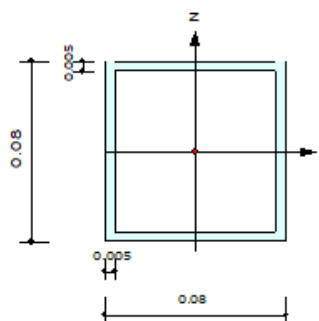
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.060 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.051 < 1.000$ O.K

SCATOLARE80x80x5

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 97
 Material : S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name : 80x80x5 (No:3)
 (Built-up Section).
 Member Length : 4.19263



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 3.10268 (LCB: 1, POS:J)
 Bending Moments My = -6.2773, Mz = -0.1242
 End Moments Myi = 5.18854, Myj = -6.2773 (for Lb)
 Myi = 5.18854, Myj = -6.2773 (for Ly)
 Mzi = 0.22054, Mzj = -0.1242 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.08222 (LCB: 1, POS:1/2)
 Fzz = 3.04945 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.08000	Web Thick	0.00500
Flg Width	0.08000	Top F Thick	0.00500
Web Center	0.07500	Bot.F Thick	0.00500
Area	0.00150	Asz	0.00080
Oyb	0.00211	Ozb	0.00211
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.04000	Zbar	0.04000
Wely	0.00004	Welz	0.00004
ry	0.03009	rz	0.03009

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4.19263, Lz = 4.19263, Lb = 4.19263
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 135.6 < 200.0$ (Memb:96, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 3.103/412.500 = 0.008 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 6.2773/11.6187 = 0.540 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.1242/11.6187 = 0.011 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = \max[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \max[RNRd, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend})] = 0.558 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.024 < 1.000$ O.K

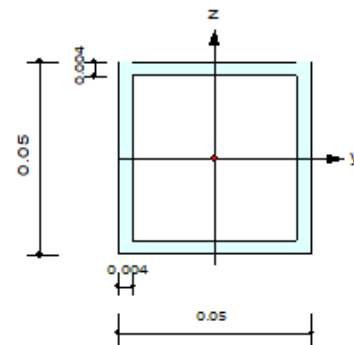
5. Deflection Checking Results

$L/200.0 = 0.0210 > 0.0046$ (Memb:97, LCB: 4, POS: 3.3m, Dir-Z)..... O.K

SCATOLARE50x50x4

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 299
 Material : S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name : 50x50x4 (No:5)
 (Built-up Section).
 Member Length : 4.47299



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 8.37382 (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments My = -0.1564, Mz = 2.70708
 End Moments Myi = -0.1564, Myj = -0.0728 (for Lb)
 Myi = -0.1564, Myj = -0.0728 (for Ly)
 Mzi = 2.70708, Mzj = 2.39021 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 3.58054 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = -0.1662 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.05000	Web Thick	0.00400
Flg Width	0.05000	Top F Thick	0.00400
Web Center	0.04500	Bot.F Thick	0.00400
Area	0.00074	Asz	0.00040
Oyb	0.00080	Ozb	0.00080
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02500	Zbar	0.02500
Wely	0.00001	Welz	0.00001
ry	0.01885	rz	0.01885

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4.47299, Lz = 4.47299, Lb = 4.47299
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 8.374/202.400 = 0.041 < 1.000 \text{ O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.15639/3.50020 = 0.045 < 1.000 \text{ O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 2.70708/3.50020 = 0.773 < 1.000 \text{ O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{NRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma_M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend})] = 0.859 < 1.000 \text{ O.K}$$

Shear Resistance

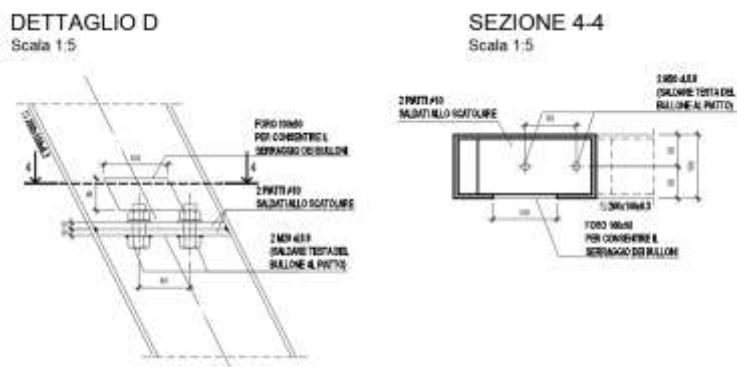
$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.056 < 1.000 \text{ O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.003 < 1.000 \text{ O.K}$$

VERIFICHE DEI COLLEGAMENTI

Scatolare 100x200x8 – Scatolare 100x200x8 (Colonna)

Si riporta di seguito la verifica effettuata per il collegamento della colonna scatolare 100x200x8 per garantire la continuità. Si riporta di seguito un'immagine del sistema di vincolo.



La sollecitazione normale agente è:

$$N = 21 \text{ kN}$$

La sollecitazione tagliante agente è:

$$T = 9 \text{ kN}$$

La sollecitazione flettente agente è:

$$M = 15 \text{ kN}$$

La sollecitazione a taglio su singolo bullone è:

$$F_{V, sd} = \frac{T}{n_b} = \frac{9}{2} = 4.5 \text{ kN}$$

La sollecitazione a trazione su singolo bullone è:

$$F_{t, sd} = \frac{N}{n_b} + \frac{M}{b \cdot n'_b} = \frac{21}{2} + \frac{15}{0.09 \cdot 1} = 177.2 \text{ kN}$$

n_b numero bulloni;

n'_b numero di bulloni soggetti a trazione;

b braccio tra i bulloni.

Si riporta di seguito la verifica effettuata su singolo bullone:

Classe bullone 8.8 diametro d 20 f_{yb} 640 f_{ub} 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area 245,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 94,08 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd} 141,1 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 4,5 F_{t,Sd} 178 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,048 + 0,901 = 0,949$$
 OK

Rifollamento

Acciaio S275 (Fe430) f_u 430 N/mm²

spessore t 10 mm

diametro foro d_o 22 mm

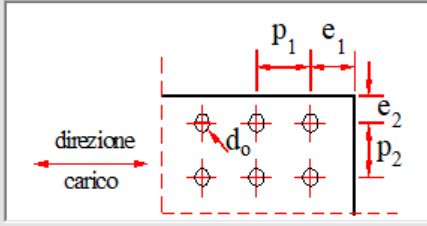
distanze bordo e₁ 60 e₂ 50

passo p₁ 80 p₂ 0

α 0,909

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 104,2 kN

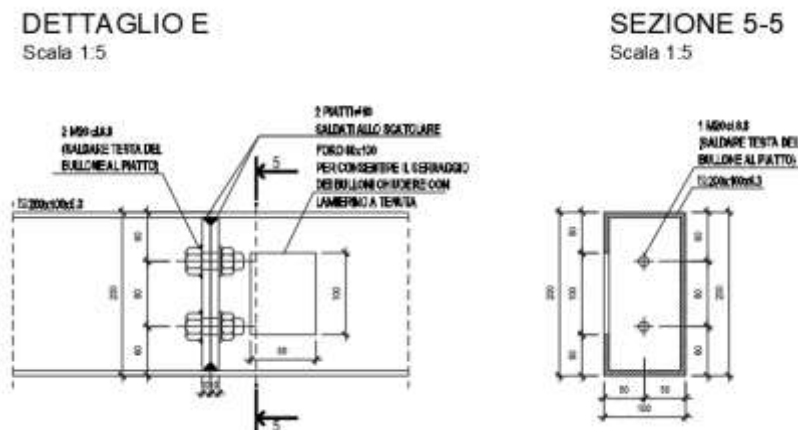
Osservazioni



La verifica è soddisfatta.

Scatolare 100x200x8 – Scatolare 100x200x8 (Trave)

Si riporta di seguito la verifica effettuata per il collegamento della colonna scatolare 100x200x6.3 per garantire la continuità. Si riporta di seguito un'immagine del sistema di vincolo.



La sollecitazione normale agente è:

$$N = 13 \text{ kN}$$

La sollecitazione tagliante agente è:

$$T = 16 \text{ kN}$$

La sollecitazione flettente agente è:

$$M = 13 \text{ kN}$$

La sollecitazione a taglio su singolo bullone è:

$$F_{V, sd} = \frac{T}{n_b} = \frac{16}{2} = 8 \text{ kN}$$

La sollecitazione a trazione su singolo bullone è:

$$F_{t,sd} = \frac{N}{n_b} + \frac{M}{b \cdot n'_b} = \frac{13}{2} + \frac{13}{0.1 \cdot 1} = 137 \text{ kN}$$

n_b numero bulloni;

n'_b numero di bulloni soggetti a trazione;

b braccio tra i bulloni.

Si riporta di seguito la verifica effettuata su singolo bullone:

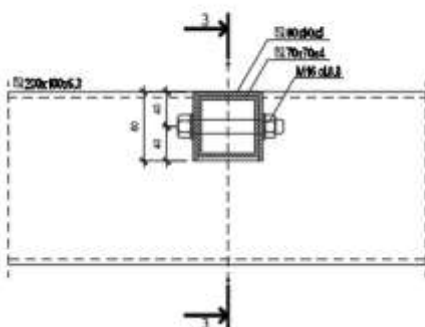
Classe bullone	8,8	diametro d	20	f_{yb}	640	f_{ub}	800	N/mm ²
<input checked="" type="radio"/> Sezione filettata <input type="radio"/> Sezione lorde								
Area	245,0 mm ²							
Resistenza a taglio (per piano di taglio)	$F_{v,Rd}$	94,08 kN						
Resistenza a trazione	$F_{t,Rd}$	141,1 kN						
Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5) $\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{8}{94,08} + \frac{137}{1.4 \cdot 141,1} = 0,085 + 0,693 = 0,778$ OK								
Rifollamento								
Acciaio	S275 (Fe430)	f_u	430 N/mm ²					
spessore t	10	mm						
diametro foro d _o	22	mm						
distanze bordo e ₁	60	e ₂	50					
passo p ₁	80	p ₂	0					
α	0,909	Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$	156,4 kN					
Osservazioni								

La verifica è soddisfatta.

Scatolare 80x80x5 – Scatolare 80x80x5 (Trave)

Si riporta di seguito la verifica effettuata per il collegamento della colonna scatolare 80x80x3.2 per garantire la continuità. Si riporta di seguito un'immagine del sistema di vincolo.

DETTAGLIO C
Scala 1:5



SEZIONE 3-3
Scala 1:5



La sollecitazione normale agente è:

$$N = 4.2 \text{ kN}$$

La sollecitazione tagliante agente è:

$$T = 0.3 \text{ kN}$$

La sollecitazione a taglio su singolo bullone è:

$$F_{V,Sd} = \frac{T}{n_b} = 0.3 \text{ kN}$$

La sollecitazione a trazione su singolo bullone è:

$$F_{t,Sd} = \frac{N}{n_b} = 4.2 \text{ kN}$$

n_b numero bulloni;

n'_b numero di bulloni soggetti a trazione;

b braccio tra i bulloni.

Si riporta di seguito la verifica effettuata su singolo bullone:

Classe bullone 8,8 diametro d 16 f_{yb} 640 f_{ub} 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area 157,0 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 60,29 kN

Resistenza a trazione F_{t,Rd} 90,43 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 0,3 F_{t,Sd} 4,2 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,005 + 0,033 = 0,038$$
 OK

Rifollamento

Acciaio S275 (Fe430) f_u 430 N/mm²

spessore t 4 mm

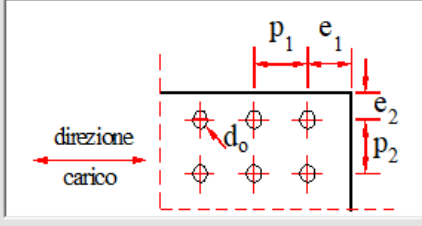
diametro foro d_o 18 mm

distanze bordo e₁ 40 e₂ 40

passo p₁ 40 p₂ 0

α 0,491

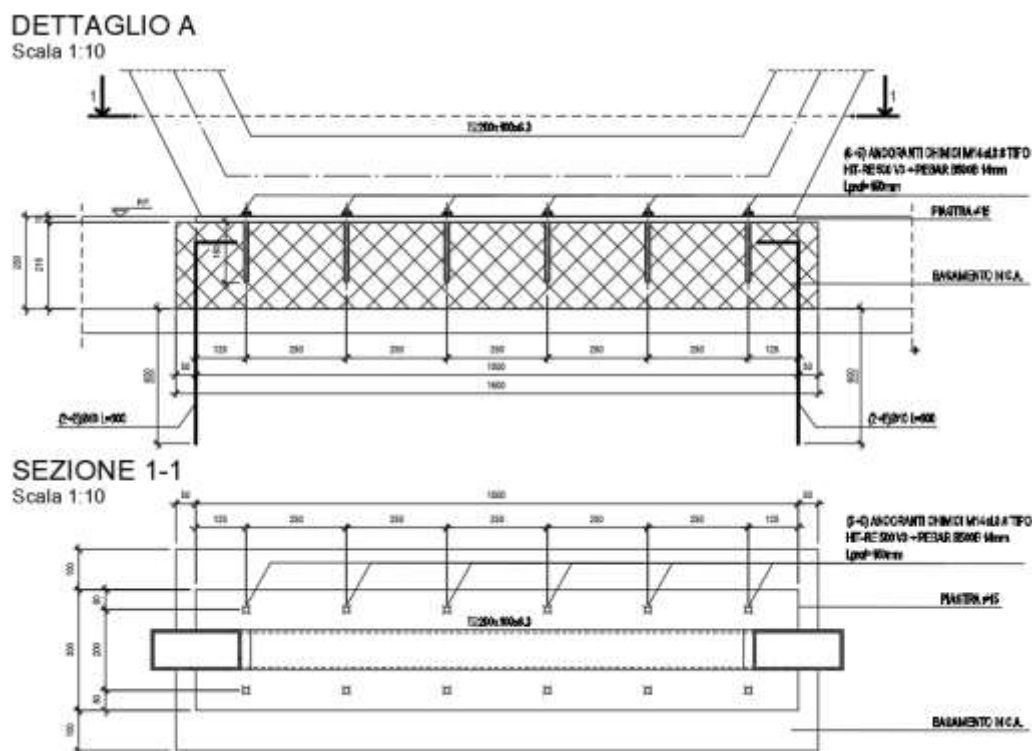
Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 27,01 kN Osservazioni



La verifica è soddisfatta.

Verifica dei Nodi

Si riporta di seguito la verifica effettuata per il collegamento tra del piatto spesso 10 mm. La verifica è condotta per mezzo del programma Hilti PROFIS Anchor. Di seguito la verifica:



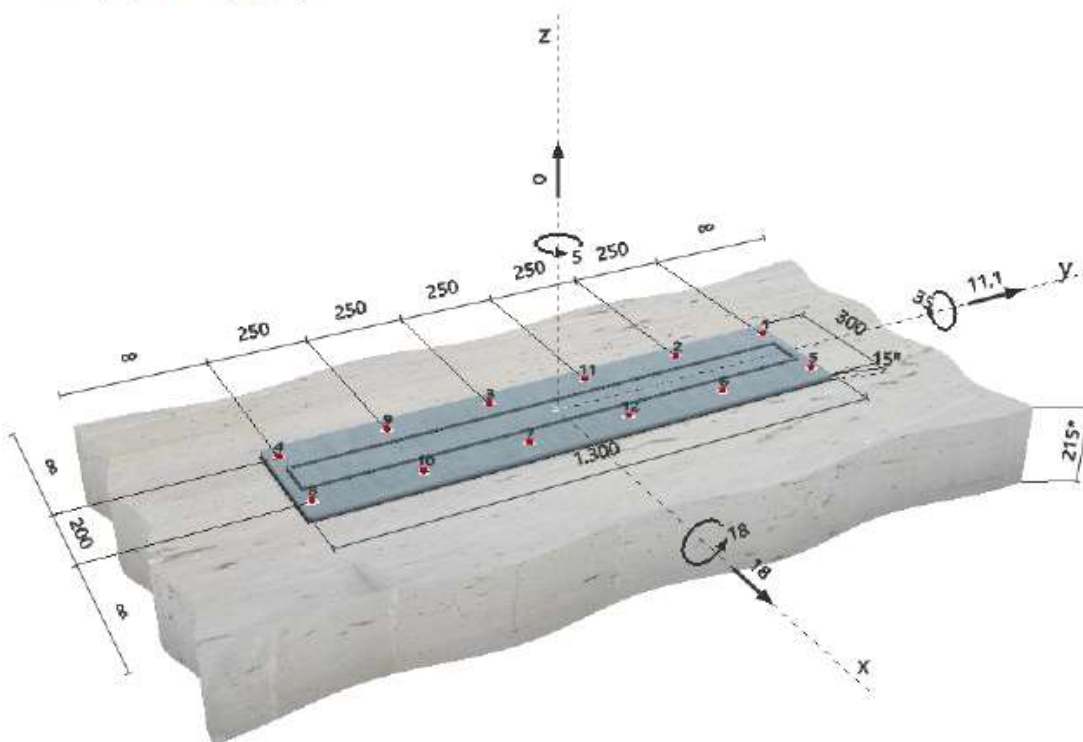
1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + Rebar B500B 14mm
Return period (service life in years):	50
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio anulare tra piastra e ancorante.	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,eff} = 105 \text{ mm}$ ($h_{ef,lim} = 179 \text{ mm}$)
Materiale:	B500B
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso l Validato:	14/05/2019 -
Prova:	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND
Fissaggio distanziato:	$e_0 = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 300 \text{ mm} \times 1.300 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	Profilo cavo allungato, ; ($L \times W \times T$) = $100 \text{ mm} \times 1.250 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}$
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C35/45, $f_{c,cube} = 45,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 215 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro carotato con irruvidimento, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $< 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Prova I Utilizzo (Configurazioni maggiormente caricate)

		Valori di calcolo [kN]		Utilizzo		
Carico	Prova	Carico	Resistenza	β_N / β_V [%]	Stato	
Trazione	Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento	152,939	154,067	100 / -	OK	
Taglio	Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)	3,074	28,000	- / 11	OK	
Carico		β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
Carichi combinati a trazione e taglio		0.993	0.110	1.0	92	OK

3 Attenzione

- Si prega di considerare tutti i dettagli e le avvertenze contenute nel report di calcolo!

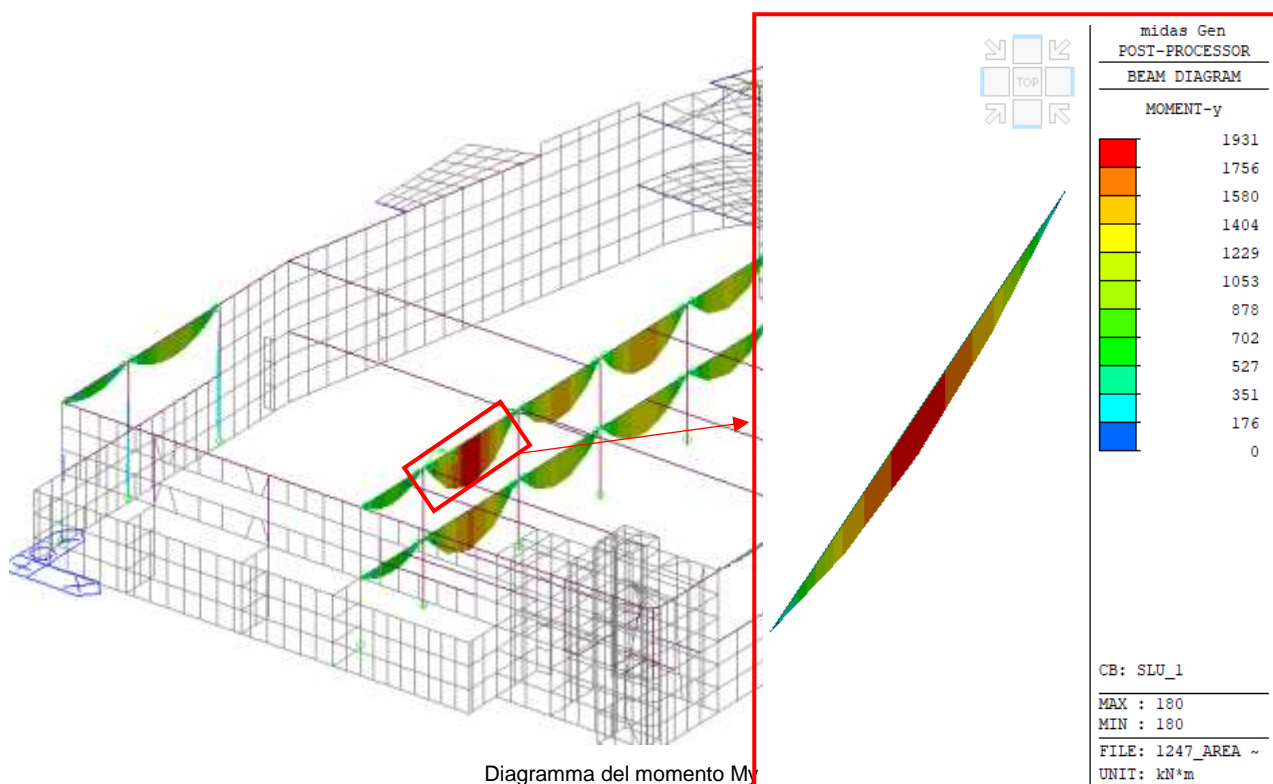
L'ancoraggio risulta verificato!

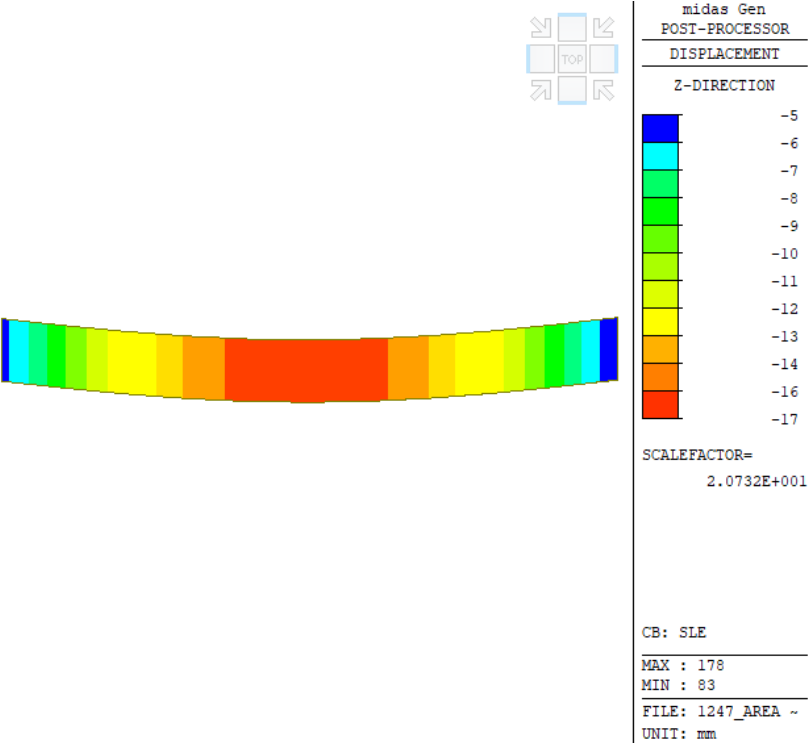
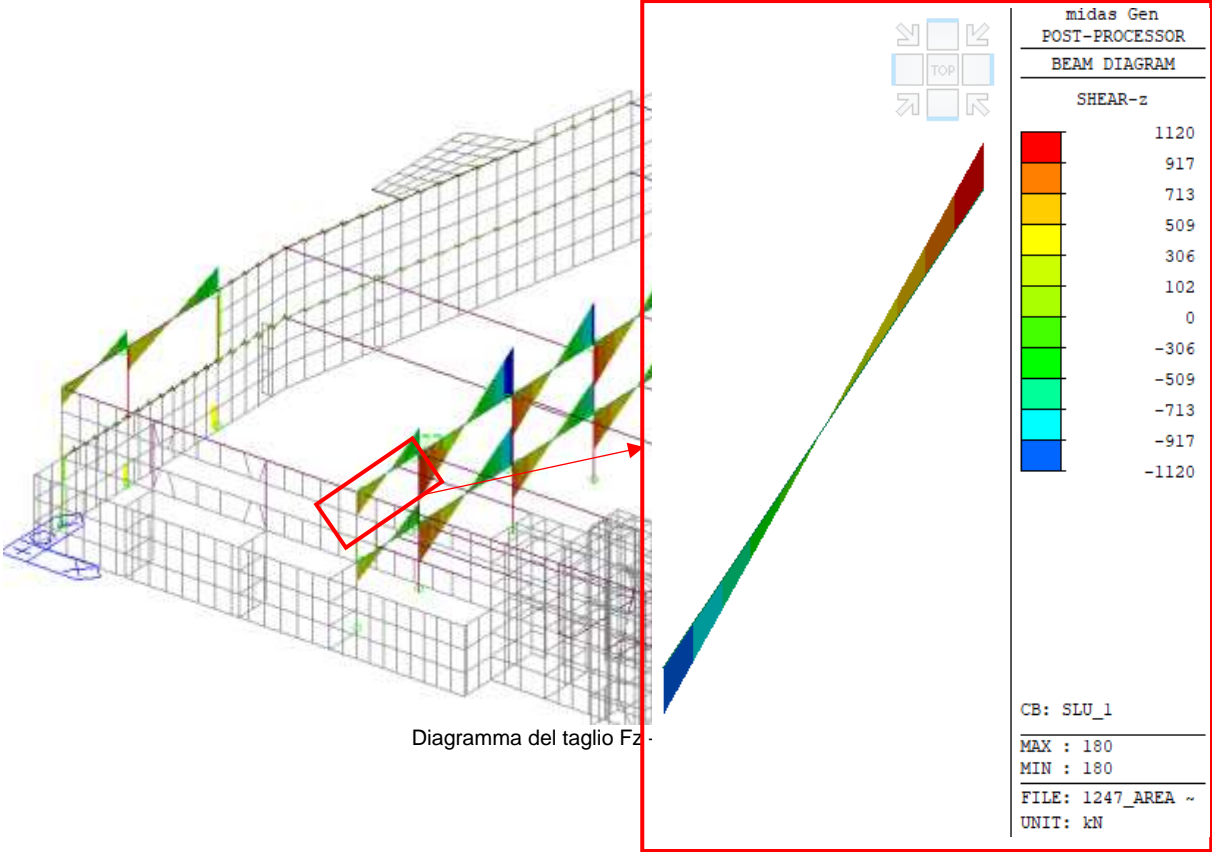
10.14 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETABILITÀ

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità come prescritto dalle NTC 2018 §10.2.1.

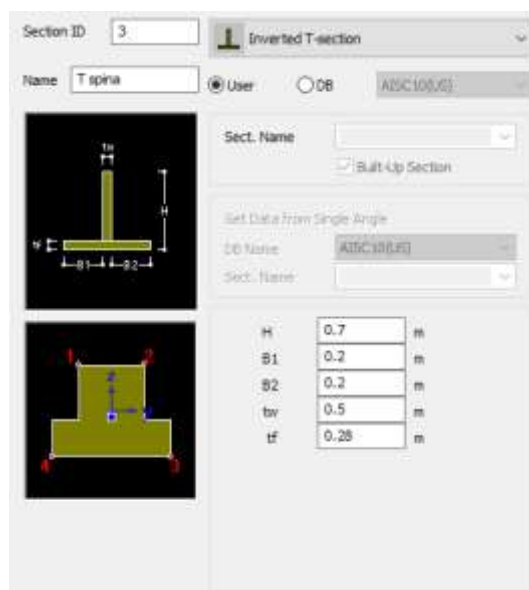
Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura. Le funzioni di visualizzatore e ed interrogazione del modello hanno permesso di controllare sia la coerenza geometrica che l'adeguatezza delle azioni applicate. Inoltre, la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi (sollecitazioni, deformazioni, ecc...) hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Di seguito si riportano gli screenshot delle sollecitazioni e deformazioni della trave analizzata:





La trave ha sezione:



La luce (L) e l'interasse (i) sono rispettivamente:

$$L = 6.9 \text{ m};$$

$$i = 16.2 \text{ m}.$$

I carichi applicati sono:

$$q_{PP} = 141.95 \text{ kN/m};$$

$$q_{SP} = 65.2 \text{ kN/m};$$

$$q_{SA} = 40.8 \text{ kN/m};$$

per la combinazione allo Stato Limite Ultimo ho:

$$q_{SLU} = 1.3 \cdot q_{PP} + 1.3 \cdot q_{SP} + 1.5 \cdot q_{SA} = 328.5 \text{ kN/m};$$

per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio ho:

$$q_{SLE} = q_{PP} + q_{SP} + q_{SA} = 246.5 \text{ kN/m};$$

per cui le sollecitazioni, essendo la trave appoggiata - appoggiata sono:

$$M_{Sd} = \frac{q_{SLU} \cdot L^2}{8} = 1936 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = \frac{q_{SLU} \cdot L}{2} = 1122 \text{ kN}$$

Di seguito il calcolo della freccia:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{SLE} \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{246.5 \cdot 6900^4}{3.3 \cdot 10^4 \cdot 1.8 \cdot 10^{10}} = 11.6 \text{ mm}$$

Confrontando le sollecitazioni del modello con quelle del calcolo semplificato a mano si evince che lo scarto max è di circa il 3.5%.