

**ORDINE INGEGNERI
PROVINCIA DI NUORO
N. A107 - Settori A B C**
Dr. Ing. Giovanni Antonio Mura

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA



COMUNE DI SEDILO

PROVINCIA DI ORISTANO



PIANO STRAORDINARIO DI EDILIZIA SCOLASTICA ISCOL@ DELLA REGIONE SARDEGNA - INTERVENTO DI ASSE I "SCUOLE DEL NUOVO MILLENNIO"

RIQUALIFICAZIONE DEL PLESSO SCOLASTICO INFANZIA, PRIMARIA E SECONDARI DI I GRADO

PROGETTAZIONE

MANDATARIA:



MANDANTI:

- Ing. Alessio Bellu
- Arch. Stefano Piano
- Arch. Anna Corda
- Arch. Roberta D'Angelo
- Arch. Luca Frongia
- Dott. Forest. Antonio Mario Denti
- Dott.ssa Stefania Uda

Gruppo di lavoro:

- Ing. Giovanni Antonio Mura
- Ing. Roberto Barracu
- Ing. Sandro Uda
- Arch. Cristina Cabula
- Ing. Davide Piga
- Geom. Elio Piras
- Geom. Alberto Betterelli
- Geom. Luca Casu
- Ing. Jacopo Congiu
- T.I.E.E. Fabrizio Soma
- Ing. Egidio Rubanu
- Arch. Salvatore Mula
- Arch. Gaia Tedde
- Arch. Alessio Cuboni
- Geom. Daniele Piras
- Ing. Giampaolo Mugheddu
- Arch. Gina Piredda
- Arch. Manuela Demurtas
- Dott.Geol. Simone Asorri
- Arch. Eleonora Betteghella
- Arch. Maria Pirastu
- Arch. Francesco Farris
- Dott.ssa Federica Pitzalis

Il Sindaco
Dott. Salvatore Pes

Il RUP
Geom. Antonino Faedda

04 - PROGETTO STRUTTURALE

Relazione calcoli statici - Palestra

SCALA -

PROGETTO	RESPONSABILE	CODICE ELABORATO			
MT1220	G.A. Mura	MT1220	F04PS	01REL	B
B	seconda emissione	Settembre 2025	C. Murru	A. Bellu	G.A. Mura
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



1	Premessa	3
2	Riferimenti normativi	3
3	Caratteristiche meccaniche dei materiali	3
3.1	Calcestruzzo	4
3.2	Acciaio per cemento armato B450C	5
3.3	Acciaio da carpenteria	6
3.3.1	Determinazione della classe di esecuzione	6
3.3.2	Caratteristiche dei materiali	6
3.3.3	Zincatura	7
3.3.4	Unioni bullonate	7
3.3.5	Unioni saldate	7
3.3.6	Tirafondi	7
3.3.7	Resina per inghisaggi (eventuale)	7
3.3.8	Accertamento delle caratteristiche meccaniche	7
4	Analisi delle azioni agenti sulla struttura	8
4.1	Carichi permanenti	8
4.2	Analisi dei carichi	8
4.3	Azione della temperatura	9
4.4	Sottospinta idraulica	9
4.5	Carichi meteorici di vento e neve	10
4.5.1	Carico neve	10
4.5.2	Carico vento	12
4.6	Azione sismica	19
4.6.1	Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento	19
5	Tipo di analisi	21
6	Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)	21
6.1	Tipo di analisi svolta	21
6.2	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	21
6.3	Affidabilità dei codici di calcolo	21
6.4	Modalità di presentazione dei risultati	22
6.5	Presentazione del software	22
6.6	Analisi rispondenti ad Eurocodici e Normativa Italiana	23
6.7	Verifica di strutture esistenti in muratura, calcestruzzo, acciaio e legno	23
6.8	Interazione terreno-struttura	24
6.9	Informazioni generali sull'elaborazione	24
6.10	Validazione dei codici	24
6.11	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	29
7	Criteri di analisi della sicurezza	29
8	Analisi modello tridimensionale	29



9	Progetto e verifiche della struttura	38
9.1	Analisi sismica modale	39
9.2	Forme associate ai modi di vibrare	40
9.3	Verifica di regolarità in pianta	42
9.4	Deformabilità torsionale	42
10	Verifica della struttura globale	42
10.1	Verifica elementi bidimensionali.....	42
10.2	Schemi di carico	43
10.2.1	Copertura zona servizi e tribune	43
10.2.2	Copertura campo da gioco	44
11	Dimensionamento e verifica travi di collegamento in fondazione.....	45
11.1	Verifica analitica	46
12	Dimensionamento e verifica pilastri in calcestruzzo armato	48
12.1	Verifica grafica	49
13	Dimensionamento e verifica fondazioni	50
13.1	Verifiche allo SLU.....	50
13.1.1	Verifiche.....	51
13.2	Verifica a punzonamento.....	52
14	Dimensionamento e verifica muri di contenimento	52
14.1	Verifiche allo SLU.....	53
14.1.1	Verifiche.....	54
15	Dimensionamento e verifica impalcato copertura zona servizi e tribune	55
15.1	Verifiche allo SLU.....	55
15.1.1	Verifiche.....	57
15.2	Verifica a punzonamento.....	58
16	Dimensionamento e verifica struttura in carpenteria metallica.....	60
16.1	Colonne HEA 200	61
16.2	Corrente inferiore capriata interna 2L120x8	68
16.3	Corrente superiore capriata interna 2L120x10.....	70
16.4	Travi di parete capriata interna 2L60x6	72
16.5	Travi IPE 200 travatura di bordo.....	74
16.6	Travi arcarecci di copertura RHS 200x120x4.....	76
17	Verifica agli SLE.....	78
17.1	Verifiche di deformazione impalcato di copertura campo da gioco	78
1	Verifiche di deformazione impalcato di copertura zona servizi e tribune	79
18	Pressioni in fondazione.....	80
19	Conclusioni	80



1 Premessa

La presente relazione riguarda il progetto di dimensionamento e verifica statica delle strutture portanti in calcestruzzo armato ed acciaio della nuova palestra da realizzare a Sedilo nell'ambito del progetto in oggetto.

L'edificio non presenta piani interrati ed è composto da un unico piano fuori terra che presenta altezze differenti in corrispondenza della zona servizi (spogliatoi, ingresso, servizi, uffici, ecc) e della zona adibita a campo da gioco.

La copertura della zona servizi è del tipo a piastra bidirezionale in calcestruzzo pieno dello spessore di 260 mm mentre la copertura del campo da gioco è realizzata con struttura tridimensionale metallica.

Le fondazioni sono a plinti isolato (collegati da travi) per i pilastri in calcestruzzo e travi continue di fondazione per i muri in calcestruzzo del perimetro.

L'edificio a pianta rettangolare con struttura portante verticale costituita da pilastri in calcestruzzo armato di forma quadrata 40x40 cm e muri in calcestruzzo armato fino a primo livello e in acciaio per la zona di copertura del campo da gioco.

2 Riferimenti normativi

In accordo con quanto prescritto dall'art. 21 della legge 5 novembre 1971 n° 1086 (G.U. n°321 del 21-12-1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica nonché dall'art. 1 della legge 2 febbraio 1974 n° 64 (G.U. n°76 del 21-03-1974) per tutte le costruzioni sono state rispettate le prescrizioni contenute nei seguenti decreti ministeriali e circolari illustrative:

DM 18/01/2018 – NTC 2018 - Norme tecniche per le costruzioni

UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio Parte 1-1- Regole generali e regole per gli edifici

Appendici italiane agli eurocodici: pubblicate dal Ministero delle infrastrutture

3 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Considerato che l'ambiente in cui dovrà essere realizzato l'edificio è di tipo urbano, per i calcestruzzi delle strutture di fondazione si prescrive una classe di esposizione XC2 e per i calcestruzzi in elevazione si prescrive una classe di esposizione XC1 secondo il prospetto seguente:



Relazione calcoli statici nuova palestra

Tabella 1 Estratto dalla UNI 11104, classi di esposizione in funzione dell'ambiente.

FIGURA 2.1	Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
	1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
XO		Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione			
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.			
XC1		Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immersa in acqua.
XC2		Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3		Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4		Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzo a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare			
XD1		Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
XD2		Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (piscine).
XD3		Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.

Per tali classi di esposizione, la classe di resistenza minima è C25/30 e C28/35 rispettivamente:

Tabella 2 Estratto dalla UNI 11104, requisiti minimi del calcestruzzo per ciascuna classe di esposizione ambientale.

FIGURA 2.2	Classi di esposizione																				
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri			Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico								
						Acqua di mare		Cloruri provenienti da altre fonti													
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3		
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45					
Minima classe di resistenza*)	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C28/35	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45				
Minimo contenuto di cemento (kg/m³)	-	300	320	340	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360					
Contenuto minimo in aria (%)														3,0 ^{a)}							
Altri requisiti																				Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo	È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}

*a) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Prospetto 4 estratto dalla UNI 11104 in cui vengono elencati i requisiti minimi del calcestruzzo per ciascuna classe di esposizione ambientale.

3.1 Calcestruzzo

Si adottano calcestruzzi aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

Per fondazioni e pilastri piano si adotta la classe C28/35, per gli impalcati a piastra C 30/37:



Relazione calcoli statici nuova palestra

CARATTERISTICHE DEL CLS		SLU		SLE RARE	SLE QUASI PERMANENTI	NOTE SLU
R_{ck} (N/mm ²)	35	f_{cd} (N/mm ²) (resistenza di calcolo a compressione)	16,46	15,98	11,62	$\alpha_{cc} = 0,85$ $\gamma_{cls} = 1,5$
f_{ck} (N/mm ²)	29	f_{cd} (N/mm ²) (resistenza di calc. a compr. per spessori < 5cm)	13,17	11,18	8,13	RIDUZIONE DEL 20%
f_{cm} (N/mm ²)	37	f_{ctd} (N/mm ²) (resistenza di calcolo a trazione)	1,32			$\gamma_{cls} = 1,5$
f_{ctm} (N/mm ²)	2,8	f_{cd} (N/mm ²) (resistenza di calc. a traz. per spessori < 5cm)	1,06			RIDUZIONE DEL 20%
$f_{ctk,95\%}$ (N/mm ²)	3,7					
$f_{ctk,5\%}$ (N/mm ²)	2,0					
$f_{ctm,fl}$ (N/mm ²)	3,4					
E_{cm} (N/mm ²)	32.588					
COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA (C ⁻¹)	$10 \cdot 10^{-6}$					

CARATTERISTICHE DEL CLS		SLU		SLE RARE	SLE QUASI PERMANENTI	NOTE SLU
R_{ck} (N/mm ²)	37	f_{cd} (N/mm ²) (resistenza di calcolo a compressione)	17,40	16,89	12,28	$\alpha_{cc} = 0,85$ $\gamma_{cls} = 1,5$
f_{ck} (N/mm ²)	31	f_{cd} (N/mm ²) (resistenza di calc. a compr. per spessori < 5cm)	13,92	11,82	8,60	RIDUZIONE DEL 20%
f_{cm} (N/mm ²)	39	f_{ctd} (N/mm ²) (resistenza di calcolo a trazione)	1,37			$\gamma_{cls} = 1,5$
f_{ctm} (N/mm ²)	2,9	f_{cd} (N/mm ²) (resistenza di calc. a traz. per spessori < 5cm)	1,10			RIDUZIONE DEL 20%
$f_{ctk,95\%}$ (N/mm ²)	3,8					
$f_{ctk,5\%}$ (N/mm ²)	2,1					
$f_{ctm,fl}$ (N/mm ²)	3,5					
E_{cm} (N/mm ²)	33.019					
COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA (C ⁻¹)	$10 \cdot 10^{-6}$					

3.2 Acciaio per cemento armato B450C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura utilizzati nei calcoli:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE(%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$f_y \text{ nom} > 450 \text{ N/mm}^2$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$f_t \text{ nom} > 540 \text{ N/mm}^2$	5.0
$(f_t / f_{yk})_k$	1,15 < 1,35	10.0
$(f_y / f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento (A_{gt}) _k :	7,5 %	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		



Relazione calcoli statici nuova palestra

< 12 mm	4	
1216 mm	5	
per 16 < 25 mm	8	
per 25 < 40 mm	10	

3.3 Acciaio da carpenteria

3.3.1 Determinazione della classe di esecuzione

Scelta della classe di conseguenza

Le strutture in progetto possono senz'altro rientrare, si sensi della Tabella B1 della norma UNI EN1090-2 (attualmente inserita nella nuova edizione della UNI EN 1993-1-1:2005 / A1:2014, Annex C) EN 1993, nella classe di conseguenza **CC3** relativa a *Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali.*

Categoria di servizio

Sempre in riferimento alla norma EN 1090-2 citata, per quanto indicato al prospetto B.1, le strutture sono inquadrabili nella categoria di servizio SC1: Carichi statici o quasi statici o struttura sismica DCL (bassa duttilità);

Classe di esecuzione

Tabella 3 Determinazione delle classi di esecuzione secondo UNI EN 1993-1-1:2005/A1:2014 (tab.

Classi di Affidabilità (RC) o Classi di Conseguenze (CC)	Tipo di carico	
	Quasi-statico e/o classe di duttilità sismica DCL (¹)	Soggette a fatica (²) e/o classe di duttilità sismica DCM o DCH (¹)
RC3 o CC3	EXC3(³)	EXC3(³)
RC2 o CC2	EXC2	EXC3
RC1 o CC1	EXC1	EXC2

(¹) Classi di duttilità definite in EN 1998-1; DCL=bassa, DCM=media, DCH=alta.
(²) Vedi EN 1993-1-9.
(³) Per strutture nelle quali il superamento degli stati limite di servizio ed ultimi porti a conseguenze giudicate particolarmente onerose, può essere specificata la classe EXC4.

C.1 Appendice C)

La classe di esecuzione risulta essere la **EXC3**.

3.3.2 Caratteristiche dei materiali

Profili in acciaio laminati a caldo relativi a travi e piastre

Classi di resistenza e caratteristiche fisico meccaniche

Acciaio in classe S355J0 secondo UNI EN 10025-2:2005

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} > 355$ N/mm² $t \leq 40$ mm

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} > 510$ N/mm² $t \leq 40$ mm

Allungamento percentuale a rottura $e_t > 23\%$

Resilienza $KV > 27$ JT=0 C°

Profili in acciaio scatolari RHS e SHS

Classi di resistenza e caratteristiche fisico meccaniche

Acciaio in classe S275J0 secondo UNI EN 10025-2:2005

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} > 275$ N/mm² $t \leq 40$ mm

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} > 430$ N/mm² $t \leq 40$ mm



Allungamento percentuale a rottura $\epsilon_t > 23\%$
Resilienza $KV > 27 \text{ JT} = 0 \text{ C}^\circ$

3.3.3 Zincatura

Zincatura a caldo conforme alla UNI EN ISO 1461-2009.

3.3.4 Unioni bullonate

Bulloneria (11.3.4.6.1 del DM. 17/01/18)

- Bulloneria strutturale non a serraggio controllato (sistema SB) conforme alla norma UNI EN 15048-1:2007
- Vite — Caratteristiche dimensionali secondo UNI EN ISO 4014:2011 - UNI EN ISO 4017:2011
- Vite — Classe di resistenza 8.8 secondo UNI EN ISO 898-1:2013
- Dado — Caratteristiche dimensionali secondo UNI EN 150 4032:2013
- Dado — Classe di resistenza 8 secondo UNI EN 150 898-2:2012
- Tensione di snervamento $f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di rottura $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

Rivestimento zincato a caldo

Per quanto non espressamente indicato, si farà riferimento alla norma UNI EN 1090-2:2018

3.3.5 Unioni saldate

Saldature (11.3.4.5 del D.M. 17/01/18)

- A cordone d'angolo, salvo di diversa indicazione riportata nel dettaglio
- Saldatura ad arco in gas protettivo a filo continuo (secondo UNI EN ISO 4063:2011)

3.3.6 Tirafondi

- Acciaio di classe 8.8 controllato in stabilimento

3.3.7 Resina per inghisaggi (eventuale)

- HILTI HIT - HY 200 - FISCHER FIS-V-BOND

3.3.8 Accertamento delle caratteristiche meccaniche

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate, il prelievo dei saggi, la posizione del pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova, devono rispondere alle prescrizioni delle norme:

- UNI EN ISO 377: 2013 - Acciaio e prodotti di acciaio - Prelievo e preparazione dei saggi e delle provette per prove meccaniche
- UNI EN ISO 6892-1: 2009 - Materiali metallici - Prova di trazione - Parte I: Metodo di prova a temperatura ambiente
- UNI EN ISO 148-1: 2011- Materiali metallici. Prova di resilienza su provetta Charpy. Parte 1: Metodo di prova.

Per quanto non espressamente indicato, si farà riferimento alla norma UNI EN 1090-2: 2018.



4 Analisi delle azioni agenti sulla struttura

Si analizzano gli effetti sulla struttura dovuti ai carichi permanenti e accidentali in base all'uso previsto della struttura.

Ai sensi della normativa attualmente vigente le verifiche verranno condotte principalmente secondo le indicazioni delle NTC2018 e in seconda istanza secondo l'EC2 e le appendici italiane agli eurocodici.

4.1 Carichi permanenti

Le intensità assunte per i carichi permanenti degli elementi strutturali portanti risultano:

Materiale	Peso specifico (per unità di volume o di superficie)
Calcestruzzo	25 kN/mc
Acciaio	78.5 kN/mc

4.2 Analisi dei carichi

Carichi permanenti strutturali

Elemento	q (daN/mq)
Peso proprio soletta H=26 cm	650

Sovraccarichi accidentali

Tipologia	q (daN/mq)
Sovraccarico accidentale piano copertura servizi	150
Sovraccarico accidentale copertura campo da gioco (cat. H)	50

Analisi carichi permanenti non strutturali copertura piana zona servizi (con pannelli fotovoltaici)

Descrizione	Spessore	Peso specifico	G2
	m	kN/mc	kN/mq
Controsoffitto modulare			0.13
Impermeabilizzazione e barriera al vapore			0.15
Isolante termico			0.035
Massetto pendenza (medio)	0.13	6	0.78
Sottofondo pavimento	0.05	12	0.6
Pavimento in ceramica			0.4
Impianto fotovoltaico			0.4
		Totale	2.5

Analisi carichi permanenti non strutturali copertura (zona campo da gioco)

Descrizione	Spessore	Peso specifico	G2
	m	kN/mc	kN/mq
Impianti sospesi e illuminazione			0.25
Controsoffitto di protezione REI 60 (eventuale)			0.50
Termocopertura in pannelli sandwich sp. 120 mm			0.25
		Totale	1.00



Per i diversi livelli e zone sono stati predisposti i seguenti carichi (uguali o superiori rispetto a quelli previsti nelle precedenti analisi) per una valutazione automatica da parte del software:

The image shows two screenshots of a software interface for defining loads. The top screenshot is for 'Floor Load Type Name & Description' and 'Floor Load & Load Case'. The 'Name' field contains 'copertura campo'. The 'Floor Load & Load Case' table lists 8 load cases with values ranging from -1 to 0 kN/m². The bottom screenshot is for 'Pressure Load Type Name & Description' and 'Pressure Load & Load Case'. The 'Name' field contains 'Copertura inferiore'. The 'Element Type' is 'Plate/Plane Stress(Face)'. The 'Pressure Load & Load Case' table lists 8 load cases with values ranging from -2.5 to 0 kN/m².

Floor Load Type Name & Description	
Name :	copertura campo
Description :	

Floor Load & Load Case	
Load Case	Floor Load
1. G2	-1 kN/m ²
2. Q2_H	-0.5 kN/m ²
3. Snow	-0.48 kN/m ²
4. NONE	0 kN/m ²
5. NONE	0 kN/m ²
6. NONE	0 kN/m ²
7. NONE	0 kN/m ²
8. NONE	0 kN/m ²

Pressure Load Type Name & Description	
Name :	Copertura inferiore
Description :	

Pressure Load & Load Case					
Element Type	Plate/Plane Stress(Face)				
Load Case	Loads	P1	P2	P3	P4
1. G2	Uniform	-2.5	0	0	0
2. Q1_H	Uniform	-1.5	0	0	0
3. Snow	Uniform	-0.48	0	0	0
4. NONE	Uniform	0	0	0	0
5. NONE	Uniform	0	0	0	0
6. NONE	Uniform	0	0	0	0
7. NONE	Uniform	0	0	0	0
8. NONE	Uniform	0	0	0	0

Figura 1 Carichi applicati

4.3 Azione della temperatura

Essendo la struttura in elevazione protetta, le azioni termiche vengono trascurate non essendo un'azione dimensionante. Per quanto riguarda le strutture di fondazione, analogamente, l'escursione termica è pari a quella media stagionale del terreno circostante.

4.4 Sottospinta idraulica

La falda, prese a riferimento indagini eseguite in prossimità dell'opera, non è stata individuata al di sopra dell'imposta delle fondazioni, pertanto la sottospinta idraulica è nulla.



4.5 Carichi meteorici di vento e neve

4.5.1 Carico neve

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza.</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<p>Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<p>Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.</p>	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	<p>Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.</p>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

$$q_{sk} \text{ (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])}$$

μ_i (coefficiente di forma)

C_E (coefficiente di esposizione)

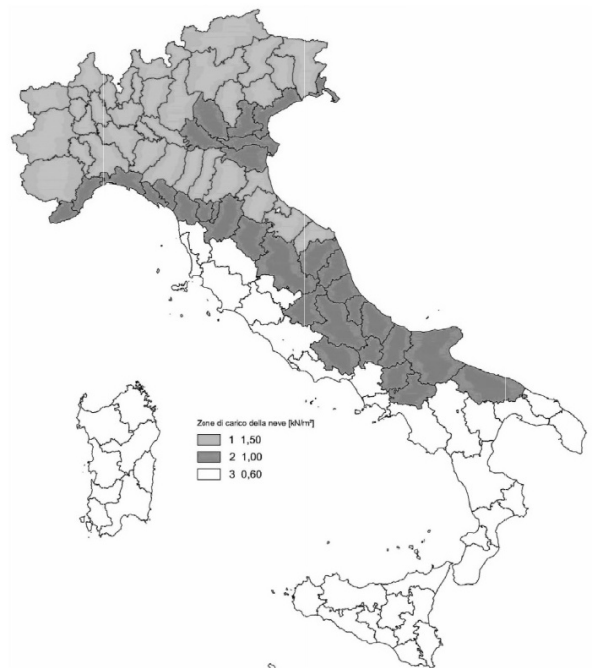
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	280
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0.68

Coefficiente termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.





Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C _E
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

Valore del carico della neve al suolo

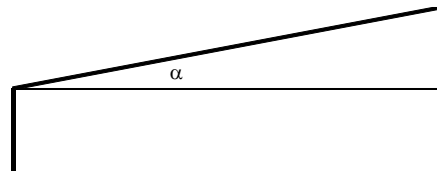
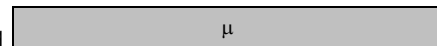
q _s (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.68
---	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	4
----------------------------	---

μ	0.8
---	-----

0.546 kN/mq



Coefficiente di forma (copertura a due falde)

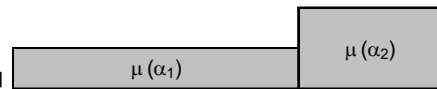
α ₁ (inclinazione falda [°])	4
---	---

α ₂ (inclinazione falda [°])	4
---	---

μ (α ₁)	0.8
---------------------	-----

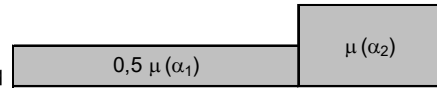
μ (α ₂)	0.8
---------------------	-----

(Caso I) 0.546 kN/mq



0.546 kN/mq

(Caso II) 0.273 kN/mq

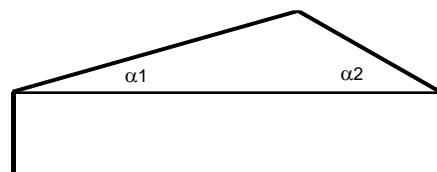


0.546 kN/mq

(Caso III) 0.546 kN/mq



0.273 kN/mq





4.5.2 Carico vento

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

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



Classe di rugosità del terreno:

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a, (altitudine sul livello del mare della costruzione):

20	[m]
30	[km]
50	[anni]
III	

Distanza dalla costa

T_R (Tempo di ritorno):

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

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

**Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravvento**

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva:

H di colmo

Direzione del vento →



*Vale sia per le falde che per le cupole (a base rettangolare)

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
6	28	500	0.36	1.000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

 $c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m
 v_b (velocità base di riferimento) 28.00 m/s

$$v_r = v_b * c_r$$

 c_r coefficiente di ritorno

1.00

 v_r (velocità di riferimento) 28.02 m/s**PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.**
 q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 490.72 [N/m²]**CALCOLO DEI COEFFICIENTI****Coefficiente dinamico [§3.3.8]**

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



Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

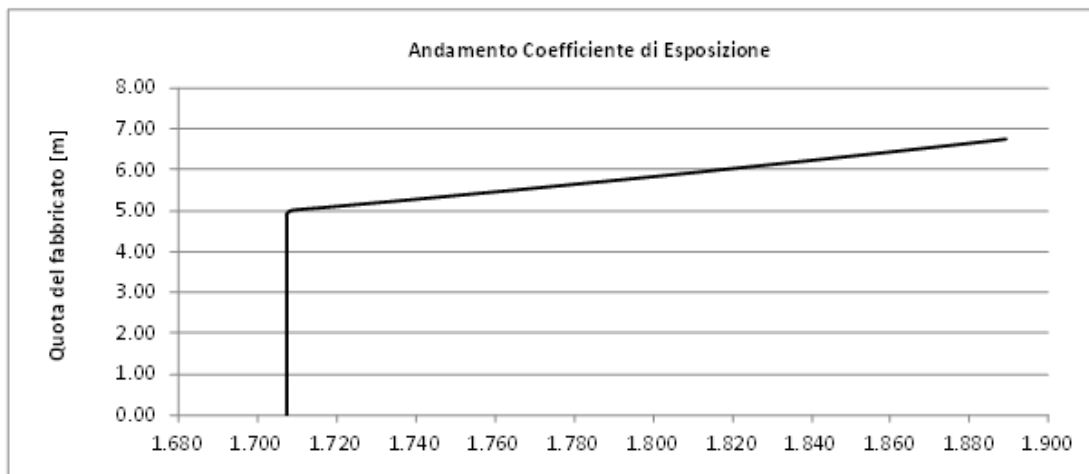
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200m$ valgono le seguenti espressioni

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

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

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.20	0.10	5.00

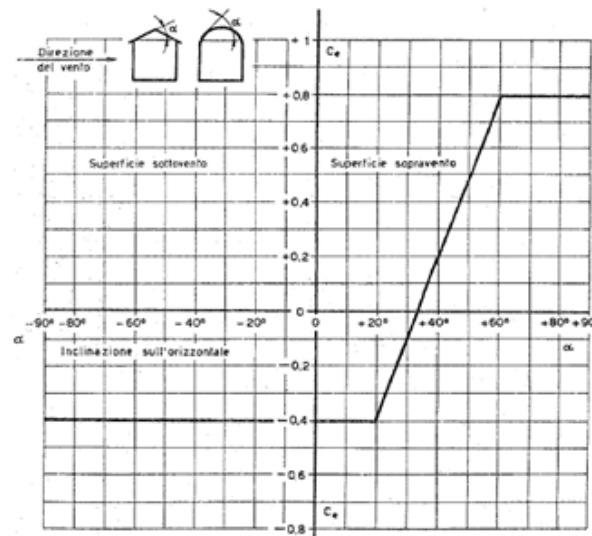
Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	1.71	$z < 5.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	1.79	$z = 5.75$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	1.89	$z = 6.75$



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

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

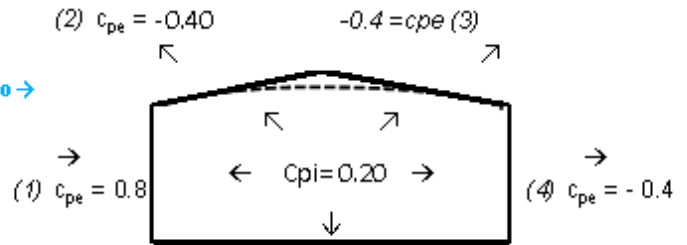


Costruzioni che hanno (o possono avere) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale (caso tipico di civile abitazione)

Configurazione più svantaggiosa

(1) parete sopravvento	c_p
	0.80
(2) copertura sopravvento	c_p
	-0.60
(3) copertura sottovento	c_p
	-0.60
(4) parete sottovento	c_p
	-0.60

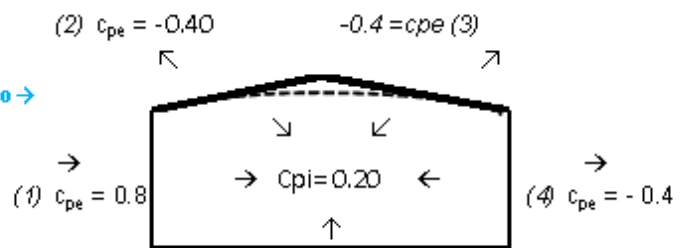
Direzione del vento →



Configurazione A

(1) parete sopravvento	c_p
	1.00
(2) copertura sopravvento	c_p
	-0.20
(3) copertura sottovento	c_p
	-0.20
(4) parete sottovento	c_p
	-0.20

Direzione del vento →



Configurazione B

Nell'ipotesi di struttura chiusa si considerano le falde in depressione e le pareti in pressione e depressione secondo gli schemi seguenti:

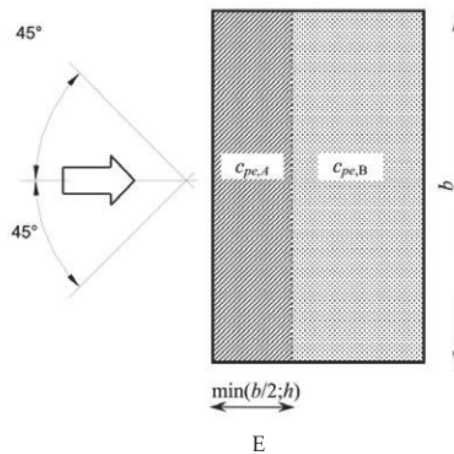
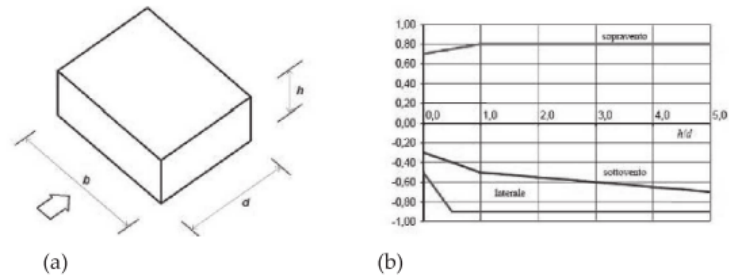


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$



(a)

(b)

a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,

b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Faccia sopravvento	Facce laterali	Facce sottovento
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Figura 2 Schema coefficienti di esposizione copertura e laterali

Vento ortogonale al lato lungo:

$$q_{\text{copertura in depressione}} = 0,49 \cdot 1,89 \cdot 0,8 = 0,74 \text{ kN/mq (per } L = 6,25 \text{ m)}$$

$$q_{\text{copertura in depressione}} = 0,49 \cdot 1,89 \cdot 0,2 = 0,185 \text{ kN/mq (per } L = 21,75 \text{ m)}$$

$$\text{Essendo } h/d = 6,25/28 = 0,223$$

$$q_{\text{parete in pressione}} = 0,49 \cdot 1,79 \cdot 0,722 = 0,633 \text{ kN/mq}$$

$$q_{\text{parete in depressione}} = 0,49 \cdot 1,79 \cdot 0,345 = 0,30 \text{ kN/mq}$$

$$q_{\text{parete laterale in depressione}} = 0,49 \cdot 1,89 \cdot 0,6784 = 0,63 \text{ kN/mq}$$

Vento ortogonale al lato corto:

$$q_{\text{copertura in depressione}} = 0,49 \cdot 1,89 \cdot 0,8 = 0,74 \text{ kN/mq (per } L = 6,25 \text{ m)}$$

$$q_{\text{copertura in depressione}} = 0,49 \cdot 1,89 \cdot 0,2 = 0,185 \text{ kN/mq (per } L = 26,75 \text{ m)}$$

$$\text{Essendo } h/d = 6,25/33 = 0,19$$

$$q_{\text{parete in pressione}} = 0,49 \cdot 1,89 \cdot 0,719 = 0,666 \text{ kN/mq}$$

$$q_{\text{parete in depressione}} = 0,49 \cdot 1,89 \cdot 0,338 = 0,313 \text{ kN/mq}$$

$$q_{\text{parete laterale in depressione}} = 0,49 \cdot 1,79 \cdot 0,652 = 0,572 \text{ kN/mq}$$

Nell'ipotesi di struttura completamente aperta la copertura viene trattata come tettoia a doppia falda con vento ortogonale alla linea di colmo e a unica falda per vento parallelo al colmo.

Nel primo caso si considerano applicate le pressioni locali come da schemi seguenti:

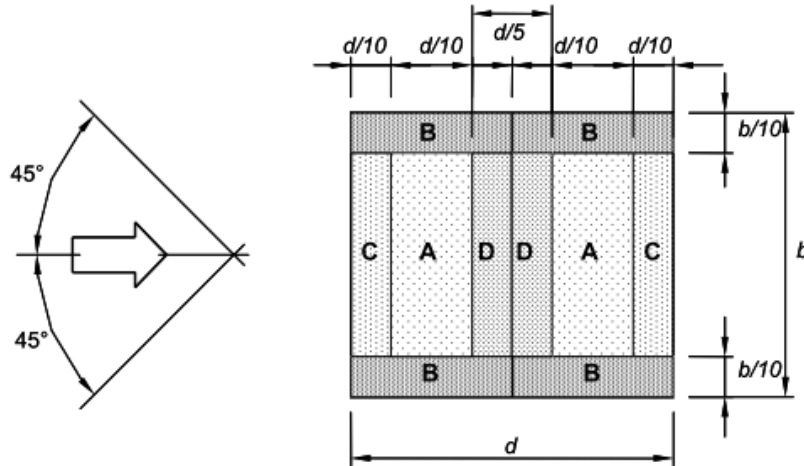


Figura H.20 – Suddivisione delle tettoie a doppia falda in zone di uguale pressione.

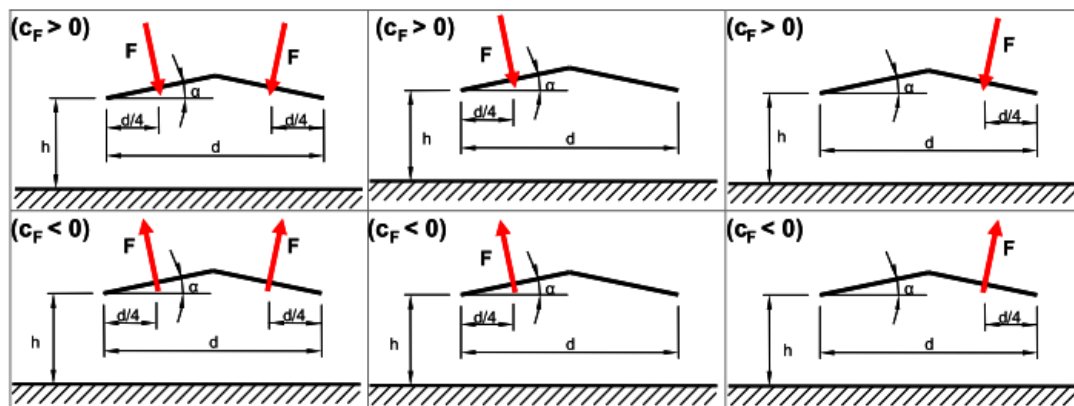


Figura H.21a – Tettoie a doppia falda: posizionamento del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per $\alpha > 0$.

Il grado di bloccaggio si assume pari a $\phi = 0$.

Tabella H.VIIIa – Coefficienti di forza e di pressione complessiva per tettoie a doppia falda: valori per $\alpha > 0$.

α	Grado di bloccaggio ϕ	Coefficiente di forza, c_F	Coefficiente di pressione c_{pn}			
5°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,3	+0,6	+1,8	+1,3	+0,4
	Minimo, $\phi = 0$	-0,6	-0,6	-1,4	-1,4	-1,1
	Minimo, $\phi = 1$	-1,3	-1,3	-2,0	-1,8	-1,5
10°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,4	+0,7	+1,8	+1,4	+0,4
	Minimo, $\phi = 0$	-0,7	-0,7	-1,5	-1,4	-1,4
	Minimo, $\phi = 1$	-1,3	-1,3	-2,0	-1,8	-1,8
15°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,4	+0,9	+1,9	+1,4	+0,4
	Minimo, $\phi = 0$	-0,8	-0,9	-1,7	-1,4	-1,8
	Minimo, $\phi = 1$	-1,3	-1,3	-2,2	-1,6	-2,1
20°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,6	+1,1	+1,9	+1,5	+0,4
	Minimo, $\phi = 0$	-0,9	-1,2	-1,8	-1,4	-2,0
	Minimo, $\phi = 1$	-1,3	-1,4	-2,2	-1,6	-2,1
25°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,7	+1,2	+1,9	+1,6	+0,5
	Minimo, $\phi = 0$	-1,0	-1,4	-1,9	-1,4	-2,0
	Minimo, $\phi = 1$	-1,3	-1,4	-2,0	-1,5	-2,0
30°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,9	+1,3	+1,9	+1,6	+0,7
	Minimo, $\phi = 0$	-1,0	-1,4	-1,9	-1,4	-2,0
	Minimo, $\phi = 1$	-1,3	-1,4	-1,8	-1,4	-2,0

Nota: valori positivi indicano pressioni e forze verso l'alto, valori negativi indicano pressioni e forze verso il basso

Per le diverse zone risultano le pressioni seguenti:

MINIMI					MASSIMI						
	A	B	C	D		A	B	C	D		
Coefficiente	-0.6	-1.4	-1.4	-1.1		Coefficiente	0.6	1.8	1.3	0.4	
Pressione	-0.56	-1.30	-1.30	-1.02	kN/mq	Pressione	0.56	1.67	1.20	0.37	kN/mq
Profondità	8.4	14	2.8	2.8	m	Profondità	8.4	14	2.8	2.8	m

Nel secondo caso si considerano applicate le pressioni locali come da schemi seguenti:

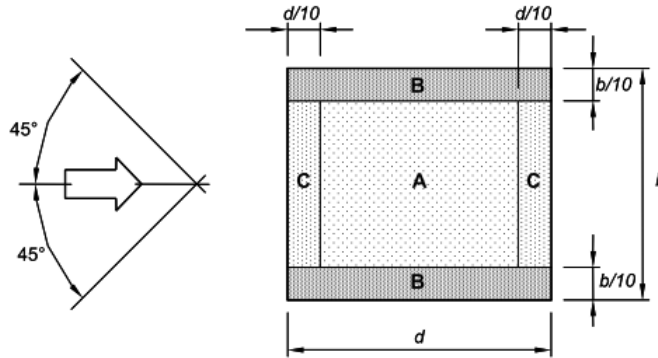


Figura H.18 – Suddivisione delle tettoie a semplice falda in zone di uguale pressione.

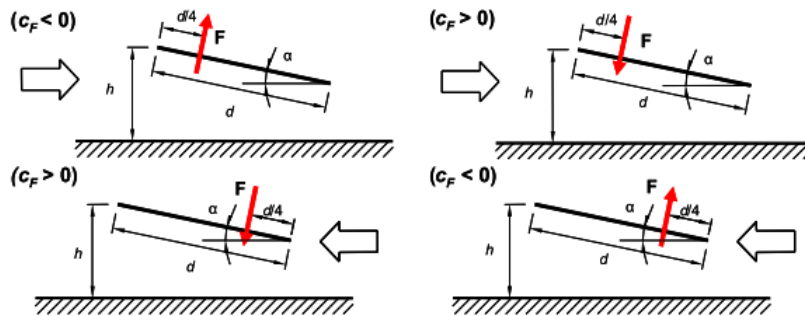


Figura H.19 – Tettoie a semplice falda: posizionamento del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza.

Il grado di bloccaggio si assume pari a $\phi=0$.

Tabella H.VII – Coefficienti di forza e di pressione complessiva per tettoie a semplice falda.

α	Grado di bloccaggio ϕ	Coefficiente di forza, c_F	Coefficiente di pressione c_{pn}		
			A	B	C
0°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,2	+0,5	+1,8	+1,1
	Minimo, $\phi = 0$	-0,5	-0,6	-1,3	-1,4
	Minimo, $\phi = 1$	-1,3	-1,5	-1,8	-2,2
5°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,4	+0,8	+2,1	+1,3
	Minimo, $\phi = 0$	-0,7	-1,1	-1,7	-1,8
	Minimo, $\phi = 1$	-1,4	-1,6	-2,2	-2,5
10°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,5	+1,2	+2,4	+1,6
	Minimo, $\phi = 0$	-0,9	-1,5	-2,0	-2,1
	Minimo, $\phi = 1$	-1,4	-2,1	-2,6	-2,7
15°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,7	+1,4	+2,7	+1,8
	Minimo, $\phi = 0$	-1,1	-1,8	-2,4	-2,5
	Minimo, $\phi = 1$	-1,4	-1,6	-2,9	-3,0
20°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,8	+1,7	+2,9	+2,1
	Minimo, $\phi = 0$	-1,3	-2,2	-2,8	-2,9
	Minimo, $\phi = 1$	-1,4	-1,6	-2,9	-3,0
25°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+1,0	+2,0	+3,1	+2,3
	Minimo, $\phi = 0$	-1,6	-2,6	-3,2	-3,2
	Minimo, $\phi = 1$	-1,4	-1,5	-2,5	-2,8
30°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+1,2	+2,2	+3,2	+2,4
	Minimo, $\phi = 0$	-1,8	-3,0	-3,8	-3,6
	Minimo, $\phi = 1$	-1,4	-1,5	-2,2	-2,7

Nota: valori positivi indicano pressioni e forze verso l'alto, valori negativi indicano pressioni e forze verso il basso

Per le diverse zone risultano le pressioni seguenti:



MINIMI				MASSIMI				
	A	B	C		A	B	C	
Coefficiente	-0.6	-1.3	-1.4		Coefficiente	0.5	1.8	1.1
Pressione	-0.56	-1.20	-1.30	kN/m	Pressione	0.46	1.67	1.02
Profondità	26.4	33	3.3	m	Profondità	26.4	33	3.3

La larghezza della zona B è pari a 2.8 m.

4.6 Azione sismica

4.6.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

4.6.1.1 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 del DM 17.1.2018, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

Con riferimento alla tabella 2.4.1 del DM 17.1.2018, la vita nominale può essere assunta pari a $V_N=50$ anni:

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

4.6.1.2 Classi d'uso

Il DM 17.1.2018 attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso C_U . Con riferimento alla classificazione di cui al punto 2.4.2 del DM 17.1.2018 si assume una classe d'uso C III.

Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

4.6.1.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

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

$$V_R = V_N \times C_U$$

Per la classe d'uso III è $C_U=1.5$, per cui $V_R=50 \times 1.5=75$



Si adotta l'analisi statica lineare con spettro di risposta sulla base dei seguenti parametri:

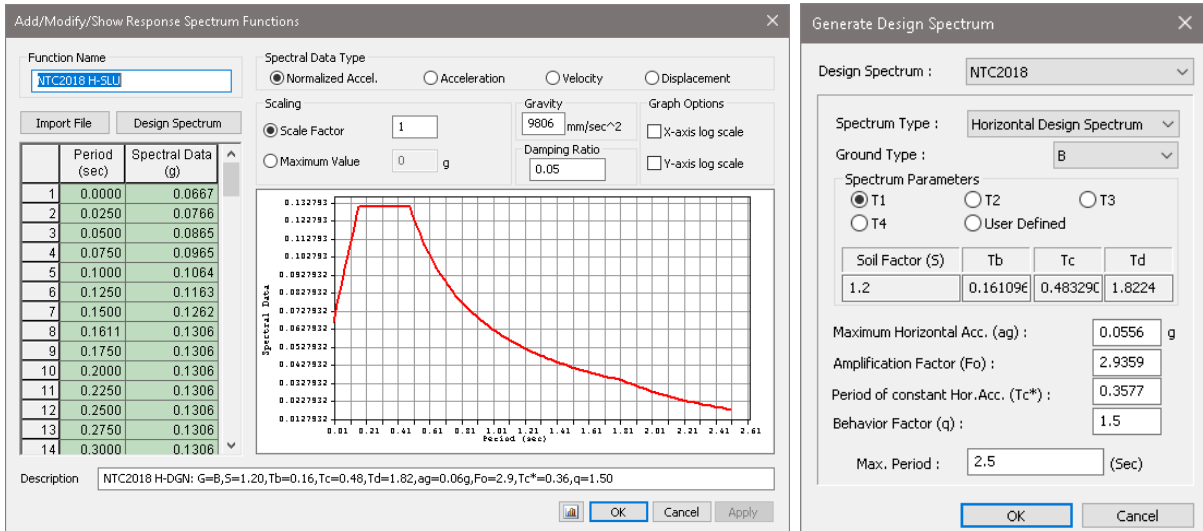


Figura 3 Spettro di progetto allo SLU e parametri utilizzati per la generazione dello spettro

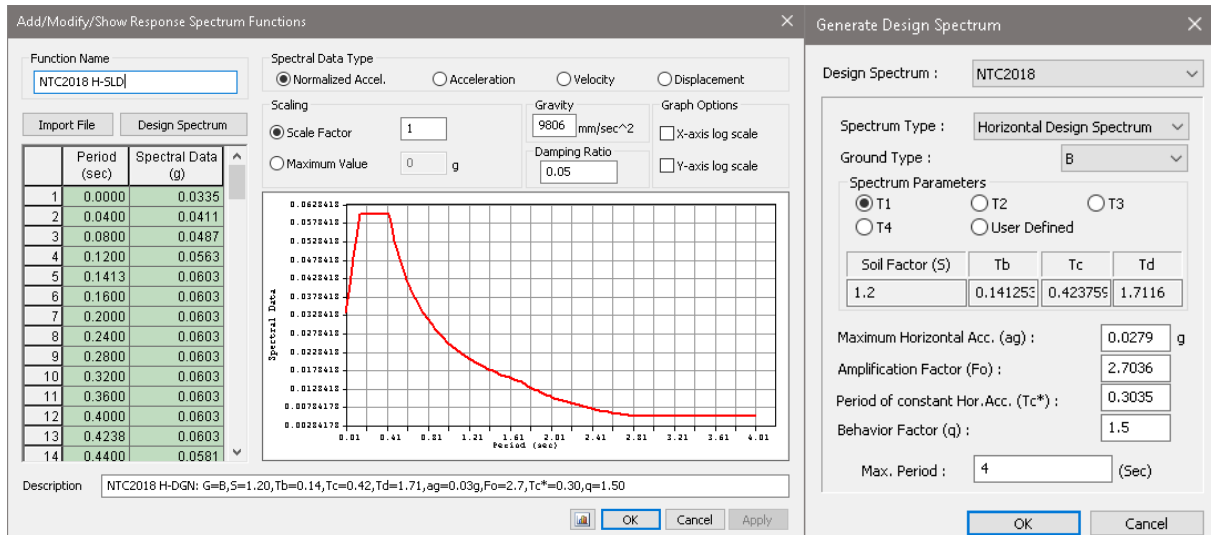


Figura 4 Spettro di progetto allo SLD e parametri utilizzati per la generazione dello spettro

Poiché la struttura è stata calcolata come non dissipativa si assume un $q_{ND}=1.5$ conformemente alla norma. Lo spettro SLV viene utilizzato per le combinazioni e verifiche allo SLU delle componenti in calcestruzzo e acciaio. Con riferimento alla tabella 7.3.III delle NTC2018:

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

La verifica allo SLD in classe d'uso CU III è necessaria per verifiche di resistenza mentre la verifica allo SLO è da eseguire a livello di rigidità, ovvero la verifica sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente



deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Per quanto riguarda la verifica di resistenza allo SLD, avendo adottato un fattore di comportamenti pari a 1.5 e dunque andando a valutare la struttura al limite elastico allo SLU con spettro SLV, essendo l'ordinata dello spettro SLV sempre superiore a quella relativa allo SLD, la verifica di resistenza allo SLD è automaticamente soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica allo SLO, ovvero di deformazione, la stessa verrà eseguita a favore di sicurezza in corrispondenza dello spettro SLD.

5 Tipo di analisi

L'analisi è stata condotta in campo elastico lineare senza ridistribuzioni

6 Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

6.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi lineare dinamica con spettro di risposta secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

6.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Nome MIDAS GEN - per edifici e strutture generiche, il prodotto leader in zona sismica

Versione GEN 2023

Produttore MIDAS – TowerB, 17 Pangyo-ro 228beon-gil, Bundang-gu - 463-400; KOREA

Utente Ing. Cristiano Murru

Licenza 0002085



6.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice MIDAS ha

verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

6.4 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma grafica e/o tabellare.

6.5 Presentazione del software

MIDAS Gen è il software general purpose di MIDAS, che risolve integralmente tutte le problematiche di analisi e progettazione di qualsiasi tipologia strutturale dalle più complesse alle più semplici in zona sismica e non (edifici multipiano, edifici industriali, torri, tralicci, silos, ogni tipologia di fondazione, completa interazione terreno struttura, ponti, infrastrutture stradali, strutture in muratura) con qualsiasi materiale. La libreria di elementi finiti è molto vasta e comprende beam anche a sezione variabile, truss resistenti a sola trazione e/o sola compressione, elementi Wall per pareti antisismiche, plate, solid, plane stress, plane strain, piastre irrigidite ortotrope, etc.

MIDAS Gen offre vari sistemi di menu e finestre per perseguire l'ottimizzazione dello spazio. Inoltre, fornisce finestre supplementari come Tree Menu e menu Task, e una barra degli strumenti che può essere personalizzato dall'utente

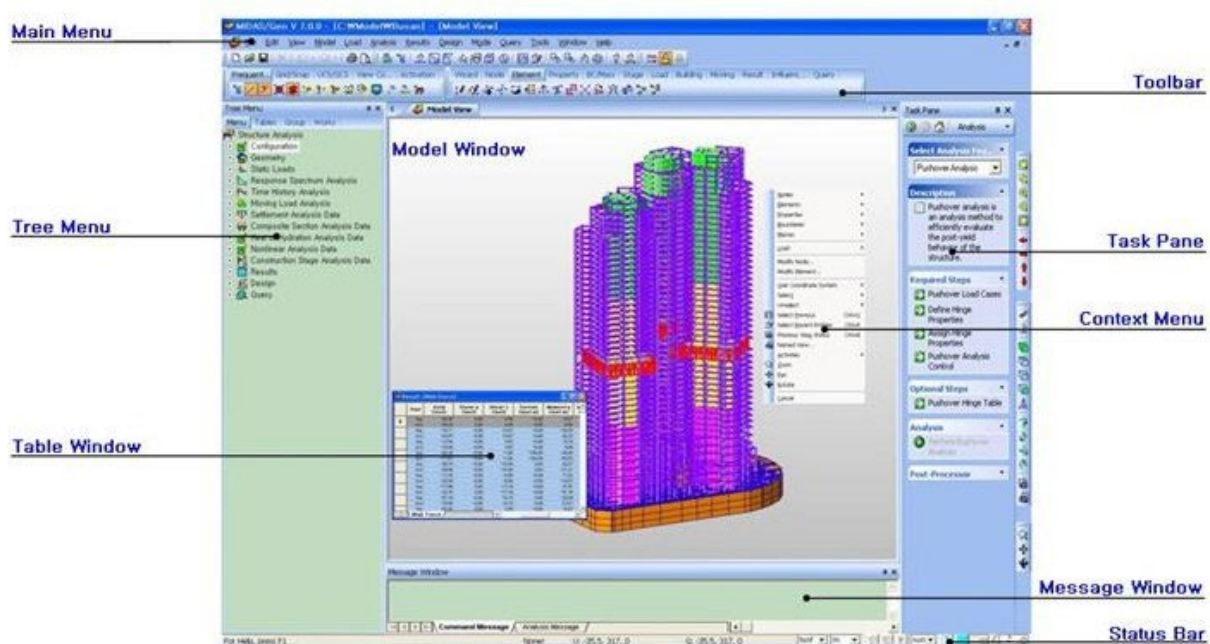


Figura 14 - Schermata iniziale del software MIDA GEN

Main Menu >>> Questa è la finestra di lavoro in cui vengono eseguiti modellazione e di post-elaborazione utilizzando le varie funzioni GUI di MIDAS / Gen. Quando il programma viene eseguito, la pagina iniziale di link al sito MIDAS (www.MidasUser.com), dove si possono trovare tutte le informazioni utili sul software.

Tree Menu >>> Una serie di processi di lavoro, dalla modellazione alla analisi, la progettazione e la generazione di fogli di calcolo, è presente in modo sistematico. La struttura del menu guida la procedura di richiesta e richiama la relativa casella di dialogo in modo che anche un principiante, ma anche in qualità di esperto, in modo efficiente eseguire il lavoro senza un errore.



Toolbar >>> MIDAS / Gen offre un menu delle icone simbolo di ogni funzione, che consente un facile accesso ai menu di uso frequente. Inoltre, altri tipi di menu icone sono raggruppate in schede (barra degli strumenti a schede). Questo permette all'utente di identificare correttamente il menu delle icone con facilità.

Task Pane >>> Simili tipi di menu a icone sono raggruppate in schede (barra degli strumenti a schede). Questo permette all'utente di identificare correttamente il menu delle icone con facilità. Il riquadro attività visualizza la procedura di lavoro per funzioni avanzate di analisi e descrizione di oggetti in ingresso, in modo da consentire all'utente di lavorare con facilità.

Context Menu >>> È sufficiente fare clic con il mouse sulla finestra del modello o Works Albero per richiamare il menu di scelta rapida, come ad esempio le funzioni ed a funzioni di uso frequente, a seconda della situazione di lavoro, enti selezionati e la posizione click.

Table Window >>> Il Table Window genera dati di input diversi e risultati di analisi in una tabella in formato foglio di calcolo, che è simile a MS-Excel.

Nella Table Window, è possibile modificare, aggiungere, cercare e ordinare i dati. Inoltre, grafico che traccia è possibile entro MIDAS / Gen e la tabella è compatibile con i programmi di calcolo più commerciali, tra cui MS-Excel.

Message Window >>> Vari messaggi di informazione e di allarme o di errore, che sono utili per la modellazione e l'analisi, vengono visualizzati.

Status Bar >>>> Nella barra di stato, controllare le coordinate come per ogni sistema di coordinate, sistema di unità, selezionare l'opzione di filtro, a scatto l'elemento di controllo posizione e così via, che consentirà di aumentare l'efficienza del lavoro

Ogni tipo di carico, carichi mobili, linee e superficie di influenza

Ampia casistica di carichi tipici di travi e piastre, infinite condizioni di carico, gestione automatica delle combinazioni di carico, conversione automatica di carichi in masse tramite il coefficiente Psi, traduzione automatica di masse in carichi per analisi push-over.

6.6 Analisi rispondenti ad Eurocodici e Normativa Italiana

Ogni tipo di analisi prevista dalle **NTC2018** analisi sismica statica equivalente; analisi dinamica lineare (spettro di risposta); analisi dinamica non lineare per smorzatori e dissipatori; analisi dinamica completamente non lineare con integrazione al passo (considerando isteresi dei materiali). Molteplici opzioni per analisi dinamiche non lineari con cerniere plastiche concentrate, distribuite e modelli a fibre, applicazione di qualsiasi spettro sismico di progetto definito dall'utente, applicazione di molteplici accelerogrammi diversi e in diversi punti della struttura, diverse normative internazionali implementate, molteplici tipologie di isolatori e smorzatori sismici lineari e non lineari.

6.7 Verifica di strutture esistenti in muratura, calcestruzzo, acciaio e legno

Midas Gen offre la possibilità di analizzare agevolmente strutture esistenti realizzate in materiali variegati e disomogenei, con qualsiasi intervento di retrofitting. Ogni materiale viene modellato numericamente con gli algoritmi migliori attualmente disponibili a livello mondiale. Murature a conci disomogenei: modello di materiale "Strumas", del Prof. Pande, collaboratore di Zienkiewicz all'università di Swansea (UK). Presente in MIDAS Gen sia in versione lineare che non lineare, permette di considerare i blocchi di muratura ed i corsi di malta, così come ottenuti da un rilievo in situ, come richiesto da **NTC2018** in tema di edifici esistenti in muratura. Usato per modellare muri con elementi finiti di tipo solido (brick), viene usato in accoppiamento a qualsiasi altro elemento finito per simulare l'ulteriore presenza di travi, tiranti, solai, interventi di rinforzo in CA, etc. La versione lineare, col pregio di avere una



solida convergenza, individua i campi di frattura e fessurazione. La versione non lineare permette di eseguire delle vere e proprie analisi di pushover di strutture murarie non assimilabili a telai (ovvero la maggior parte dei casi). Nella modellazione a telaio equivalente per **analisi non lineari statiche di Pushover** sono presenti svariate tipologie di cerniere plastiche con comportamento di materiali per simulare acciaio, CA (con metodi FEMA, Eurocodice 8, OPCM 3274 e NTC2018) e muratura (con metodo SAM, descritto dal Prof. Magenes). Come unica ed originale opzione, Gen prevede di valutare alternativamente alle cerniere plastiche la schematizzazione di travi e pilastri a fibre con formulazione "force based" secondo la teoria di Spacone e Filippou (Berkeley), assolutamente performante (in termini di convergenza e rapidità) rispetto alle comuni analisi a fibre nel tradizionale metodo degli spostamenti.

6.8 Interazione terreno-struttura

Analisi terreno-struttura con molle generalizzate, lineari e non-lineari, elastoplastiche con hardening, cedimenti differenziati del terreno applicabili non contemporaneamente nello stesso modello.

6.9 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

6.10 Validazione dei codici

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del DM 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore MIDAS e il distributore Harpaceas s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e verifica del software MIDAS GEN. Si fa presente che sul sito www.MidasUser.com e sul sito www.harpaceas.it/ sono disponibili sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti formati da centinaia di pagine si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MIDAS/GEN è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e nonlineare, con estensione per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare utilizzato in analisi statica è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multi frontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Grande attenzione è stata posta sugli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati trattati dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità.

Di seguito viene proposto l'indice degli esempi di validazione trattati.



Introduction

Gen Verification Examples contain the verified results of various program functions.

Each example entails a general verification process which confirms the validity of the structural analysis results. These results are compared with theoretical results and the results based on recognized technical reports. Each example is also compared with other similar programs results in this manual.

This manual consists of Title, Description, Model, Results and Comparison of Results of each example with brief explanations.

The references list publications at the end of each example and include lists of other analysis programs used to verify the examples.

Other programs used are as follows:

ADINA

ADINA R&D Inc.

ANSYS

ANSYS Inc.

ETABS

Computers and Structures, Inc.

MSC/NASTRAN

MSC. Software Co. Ltd.

NISA II

Engineering Mechanics Research Corporation

SAP2000

Computers and Structures, Inc.

STAAD/PRO

Research Engineers, Inc.

Relatively small magnitude of structural programs are illustrated in this manual in order to example specific capabilities of the program.



Verification Examples

Static Analysis

Static-1	Statically indeterminate structural analysis for reaction forces
Static-2	Continuous beam with fixed ends and an intermediate hinge support
Static-3	Overhanging beam analysis
Static-4	Circular ring structure
Static-5	Symmetric frame structure subjected to rotational forces
Static-6	Plane frame with beam span loads
Static-7	Beam with elastic supports and an internal hinge
Static-8	Cantilever beam with a rotational spring at the support
Static-9	Beam on elastic foundation
Static-10	Tapered cantilever beam subjected to a concentrated load at a free end
Static-11	2-D plane truss
Static-12	Cantilever beam with an in plane vertical load at a free end
Static-13	Cantilever plate subjected to a uniform pressure load
Static-14	Tapered cantilever beam subjected to a vertical load at a free end
Static-15	Closed section beam under a torsional moment
Static-16	Cantilever beam subjected to various static loads
Static-17	Curved cantilever beam subjected to forces at a free end
Static-18	Stress concentration around a hole in a square plate
Static-19	Simply supported square plate under a uniform pressure load
Static-20	Clamped square plate with a central concentrated load
Static-21	Twisting effect of a simply supported square plate
Static-22	Simply supported cylindrical shell
Static-23	Thin cylindrical shell under two point loads
Static-24	Hemispherical shell under concentrated loads
Static-25	Thick cylinder subjected to an internal pressure load
Static-26	2-D plane structure with an inclined support
Static-27	Plane truss subjected to various static loads
Static-28	Prestressed beam subjected to the uniformly distributed load
Static-29	Plane curved bar subjected to an out-of-plane load
Static-30	Solid cantilever beam subjected to shear force and bending moment
Static-31	Elliptic membrane under uniformly distributed load
Static-32	Tapered plate (beam) under static load
Static-33	Twisted beam under tip shear loads
Static-34	Pinched thin-walled cylinder
Static-35	Bending of a curved thick beam of a rectangular cross section
Static-36	Cantilever bar of z-cross section torsion
Static-37	Twisted solid cantilever beam subjected to in-plane and out-of-plane shear forces
Static-38	Curved solid beam loaded in its plane
Static-39	Long thick-walled cylinder subjected to internal pressure load
Static-40	A thin cylinder subjected to a uniform axial loading
Static-41	A circular slab subjected to a pressure load
Static-42	A bi-articulated slim arch
Static-43	Stretching of an orthotropic solid
Static-44	Circular plate under edge pressure and point load
Static-45	Circular clamped plate under normal pressure
Static-46	Simply supported composite beam
Static-47	Built in beam thermal stress

**Material Nonlinear Analysis**

MNL-1	3-D, 2-story steel frame pushover analysis
MNL-2	Plane strain plasticity
MNL-3	Plane stress plasticity
MNL-4	Solid plasticity

Geometric Nonlinear Analysis

GNL-1	Geometric nonlinear analysis of a high arch structure
GNL-2	Stress analysis of a cable net structure
GNL-3	Buckling/post-buckling analysis of a truss structure (snap through)
GNL-4	Geometrical nonlinear analysis of a cantilever beam subjected to an end force
GNL-5	Snap-through
GNL-6	Snap-back
GNL-7	Static large displacement analysis of a tower cable
GNL-8	Static large displacement analysis of a cable supporting hanging loads
GNL-9	Static large displacement analysis of a curved cantilever beam under free end load
GNL-10	Geometrical nonlinear analysis of a cantilever beam subjected to an end moment

P-Delta Analysis

PDelta-1	P-Delta effect analysis of the beam
PDelta-2	P-Delta effect analysis for three planar columns
PDelta-3	P-Delta effect analysis of a portal frame

Thermal Stress Analysis

TS-1	Analysis of a structure due to temperature change
TS-2	Structure under a temperature gradient force

Eigenvalue Analysis

Eigen-1	Eigenvalue analysis of a two DOF system
Eigen-2	Simple beam with a lumped mass supported on two springs
Eigen-3	Eigenvalue analysis of a shaft with three disks
Eigen-4	Eigenvalue analysis of a simple supported shaft
Eigen-5	Eigenvalue analysis of a cantilever
Eigen-6	Eigenvalue analysis of a cantilever plate
Eigen-7	Behavior of a cantilever under concentrated loads at the free end
Eigen-8	3-D single story frame structure
Eigen-9	Eigenvalue and static analysis of a 5-level pyramid building under a lateral loads
Eigen-10	Eigenvalue analysis of a skewed cantilever plate
Eigen-11	Eigenvalue analysis of a thin simply supported rectangular plate
Eigen-12	Fundamental frequency of a simply supported beam
Eigen-13	Eigenvalue analysis of cantilever cylindrical vault
Eigen-14	Eigenvalue analysis of a simply supported solid square plate
Eigen-15	Eigenvalue analysis of simply supported thin annular plate
Eigen-16	Free vibration analysis of a cable net structure
Eigen-17	Eigenvalue analysis of a slim circular ring fixed by 2 points

Response Spectrum Analysis

RS-1	Dynamic response spectrum analysis of a 2-D, 3-story plane frame
RS-2	2-D 7-story frame building under static and dynamic loads
RS-3	3-D, 2-story unsymmetric structure
RS-4	3-D, 2-story frame structure
RS-5	25-story linked triple tower building



Linear Time History Analysis

TH-1	Transient response to a step excitation
TH-2	Simply supported beam subjected to dynamic loads
TH-3	Simply supported beam subjected to a traveling dynamic load
TH-4	Dynamic modal response for 2-D rigid frame
TH-5	Tower structure under a harmonic exciting force

Boundary Nonlinear Analysis

BNL-1	Nonlinear analysis for a structure partially consisted of tension only elements
BNL-2	Analysis of a structure with nonlinear elements
BNL-3	Boundary nonlinear time history analysis

Buckling Analysis

Buckling-1	Buckling analysis of column
Buckling-2	3-Member Frame

Heat of Hydration Analysis

Hydration-1	Heat of hydration analysis of a quarter of a rectangular model
-------------	--

Time Dependent Material Analysis

TDM-1	Tendon prestressing loss by friction, slip and relaxation
TDM 2	Creep & shrinkage analysis of a beam

Moving Load Analysis

ML-1	Continuous 2-span bridge subjected to a moving load
ML-2	Rahmen(plate-frame) bridge subjected to a moving load

Load Factor Optimization Analysis

LFO-1	Tensile forces of cable members in a cable stayed bridge
LFO-2	Long span beam with leveling forces



6.11 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

In aggiunta a quanto esposto nei paragrafi precedenti sono stati accertati che i risultati delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati alla struttura. Inoltre, attraverso l'utilizzo delle formulazioni ricavate dalla Scienza delle Costruzioni su schemi piani, sono stati effettuati controlli su combinazione elementari, per verificarne la loro validità. Lo stesso discorso è valido per le deformazioni.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra si è in grado di affermare che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili. Dunque, il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinati risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confrontati anche con la propria esperienza personale.

7 Criteri di analisi della sicurezza

Le verifiche, svolte secondo il metodo agli stati limite secondo NTC2018 come citato in premessa e sono state effettuate involucando tutte le condizioni di carico prese in considerazione, assumendo i coefficienti di combinazione previsti dalle norme.

8 Analisi modello tridimensionale

Per lo studio del comportamento della struttura sotto gli effetti delle azioni statiche e sismiche prima descritte, si è provveduto alla modellazione dell'intera struttura mediante un modello tridimensionale del manufatto utilizzando, il metodo degli Elementi Finiti (F.E.M.) con elementi finiti di tipo plate e beam secondo il reale sviluppo degli assi degli elementi stessi. Il modello meccanico considerato è quello che prevede un comportamento elastico lineare dei materiali.

Gli orizzontamenti della copertura zona servizi sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano in quanto sono realizzati in c.a. a piastra bidirezionale, mentre la copertura metallica è stata assunta come deformabile.

Per la valutazione dell'interazione della struttura di fondazione con il terreno è stata assunta una modellazione di quest'ultimo con suolo elastico alla Winkler assumendo, prudenzialmente, una costante di sottofondo pari a $K=8 \text{ daN/cm}^3$. I nodi di fondazione saranno pertanto vincolati alla traslazione nelle direzioni orizzontali X e Y e dotati di una "molla" di rigidezza proporzionale alla superficie di influenza. Il software mette a disposizione una specifica "utility" che consente di assegnare in maniera automatica tali rigidezze, una volta definita la costante di sottofondo.

Sul modello agli elementi finiti è stata eseguita un'analisi sismica dinamica modale con la quale sono stati ottenuti i valori delle sollecitazioni sismiche degli elementi asta (pilastri e travi).

Per considerare gli effetti della variabilità spaziale del moto, gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono stati combinati successivamente applicando l'espressione $1,00 E_x + 0,30 E_y$ con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e opposizione dei segni algebrici (E_x ed E_y rappresentano gli effetti sismici applicati rispettivamente in direzione x e in direzione y).

Tra tutte le combinazioni sono stati successivamente individuati gli effetti più gravosi con i quali sono state eseguite le verifiche.



Relazione calcoli statici nuova palestra

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse presenti fuori terra, associate al peso proprio, ai carichi permanenti ed accidentali con i coefficienti ψ_2 di pertinenza.

Il coefficiente di combinazione ψ_2 per il carico della neve è pari a 0,0 (contributo nullo per quote inferiori a 1000 m s.l.m.).

Il software di calcolo considera l'eccentricità accidentale delle masse ai vari piani pari al 5% della dimensione del piano stesso nella direzione sismica considerata, creando due condizioni "sismiche" indicate con (ES – Excentricity Spectrum) nell'analisi dinamica modale, ciascuna per ogni direzione del sisma considerata.

Per le parti di struttura non dissipative, vengono generate analoghe condizioni sismiche chiamate NES sommate (come detto in precedenza) alle rispettive NRS (Non dissipative Response Spectrum).

Gli angoli di ingresso del sisma considerati sono: 0° e 90°.

L'analisi delle massime sollecitazioni dovute ai carichi permanenti ed alle azioni variabili è stata condotta sulla base delle combinazioni di seguito indicate:

```

+-----+
| MIDAS (Modeling, Integrated Design & Analysis Software) |
| midas Gen - Load Combinations                          |
|                                                         |
|                                                         |
|                                                         |
| MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (MIDAS IT)       |
| Gen 2023                                               |
+-----+
    
```

DESIGN TYPE : General

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	gLCB2	Active G1 (1.350) + Qh (1.500)	Add	G2 (1.350) +	Q (1.050)
2	gLCB3	Active G1 (1.350) + Snow (0.750)	Add	G2 (1.350) +	Q (1.500)
3	gLCB4	Active G1 (1.350) + Qh (1.500) +	Add	G2 (1.350) + Snow (0.750)	Q (1.050)
4	gLCB5	Active G1 (1.350) + Snow (1.500)	Add	G2 (1.350) +	Q (1.050)
5	gLCB6	Active G1 (1.350) + WLx_chiusa (0.900)	Add	G2 (1.350) +	Q (1.500)
6	gLCB7	Active G1 (1.350) + WLy_chiusa (0.900)	Add	G2 (1.350) +	Q (1.500)
7	gLCB8	Active G1 (1.350) + WLx_apertaneg (0.900)	Add	G2 (1.350) +	Q (1.500)
8	gLCB9	Active G1 (1.350) + WLx_apertapos (0.900)	Add	G2 (1.350) +	Q (1.500)
9	gLCB10	Active G1 (1.350) + WLy_apertaneg (0.900)	Add	G2 (1.350) +	Q (1.500)
10	gLCB11	Active G1 (1.350) + WLy_apertapos (0.900)	Add	G2 (1.350) +	Q (1.500)
11	gLCB12	Active G1 (1.350) + Qh (1.500) +	Add	G2 (1.350) + WLx_chiusa (0.900)	Q (1.050)
12	gLCB13	Active G1 (1.350) + Qh (1.500) +	Add	G2 (1.350) + WLy_chiusa (0.900)	Q (1.050)
13	gLCB14	Active G1 (1.350) + Qh (1.500) +	Add	G2 (1.350) + WLx_apertaneg (0.900)	Q (1.050)



Relazione calcoli statici nuova palestra

14	gLCB15	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Qh (1.500) +	WLx_apertapos (0.900)			
15	gLCB16	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Qh (1.500) +	WLy_apertaneg (0.900)			
16	gLCB17	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Qh (1.500) +	WLy_apertapos (0.900)			
17	gLCB18	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	WLx_chiusa (1.500)				
18	gLCB19	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	WLy_chiusa (1.500)				
19	gLCB20	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	WLx_apertaneg (1.500)				
20	gLCB21	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	WLx_apertapos (1.500)				
21	gLCB22	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	WLy_apertaneg (1.500)				
22	gLCB23	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	WLy_apertapos (1.500)				
23	gLCB42	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.500)
	+	Snow (0.750) +	WLx_chiusa (0.900)			
24	gLCB43	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.500)
	+	Snow (0.750) +	WLy_chiusa (0.900)			
25	gLCB44	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.500)
	+	Snow (0.750) +	WLx_apertaneg (0.900)			
26	gLCB45	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.500)
	+	Snow (0.750) +	WLx_apertapos (0.900)			
27	gLCB46	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.500)
	+	Snow (0.750) +	WLy_apertaneg (0.900)			
28	gLCB47	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.500)
	+	Snow (0.750) +	WLy_apertapos (0.900)			
29	gLCB48	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Qh (1.500) +	Snow (0.750) +	WLx_chiusa (0.900)		
30	gLCB49	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Qh (1.500) +	Snow (0.750) +	WLy_chiusa (0.900)		
31	gLCB50	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Qh (1.500) +	Snow (0.750) +	WLx_apertaneg (0.900)		
32	gLCB51	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Qh (1.500) +	Snow (0.750) +	WLx_apertapos (0.900)		
33	gLCB52	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Qh (1.500) +	Snow (0.750) +	WLy_apertaneg (0.900)		
34	gLCB53	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Qh (1.500) +	Snow (0.750) +	WLy_apertapos (0.900)		
35	gLCB54	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Snow (0.750) +	WLx_chiusa (1.500)			
36	gLCB55	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Snow (0.750) +	WLy_chiusa (1.500)			
37	gLCB56	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)
	+	Snow (0.750) +	WLx_apertaneg (1.500)			
38	gLCB57	Active	Add			
		G1 (1.350) +		G2 (1.350) +		Q (1.050)



Relazione calcoli statici nuova palestra

		Snow(0.750) +	WLx_apertapos(1.500)		
39	gLCB58	Active	Add		
		G1(1.350) +	G2(1.350) +		Q(1.050)
		Snow(0.750) +	WLy_apertaneg(1.500)		
40	gLCB59	Active	Add		
		G1(1.350) +	G2(1.350) +		Q(1.050)
		Snow(0.750) +	WLy_apertapos(1.500)		
41	gLCB78	Active	Add		
		G1(1.350) +	G2(1.350) +		Q(1.050)
		Snow(1.500) +	WLx_chiusa(0.900)		
42	gLCB79	Active	Add		
		G1(1.350) +	G2(1.350) +		Q(1.050)
		Snow(1.500) +	WLy_chiusa(0.900)		
43	gLCB80	Active	Add		
		G1(1.350) +	G2(1.350) +		Q(1.050)
		Snow(1.500) +	WLx_apertaneg(0.900)		
44	gLCB81	Active	Add		
		G1(1.350) +	G2(1.350) +		Q(1.050)
		Snow(1.500) +	WLx_apertapos(0.900)		
45	gLCB82	Active	Add		
		G1(1.350) +	G2(1.350) +		Q(1.050)
		Snow(1.500) +	WLy_apertaneg(0.900)		
46	gLCB83	Active	Add		
		G1(1.350) +	G2(1.350) +		Q(1.050)
		Snow(1.500) +	WLy_apertapos(0.900)		
47	gLCB90	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_x(1.000) +	RS_x(1.000) +		RS_y(0.300)
		RS_y(0.300)			
48	gLCB91	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_x(1.000) +	RS_x(-1.000) +		RS_y(0.300)
		RS_y(-0.300)			
49	gLCB92	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_x(1.000) +	RS_x(1.000) +		RS_y(-0.300)
		RS_y(-0.300)			
50	gLCB93	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_x(1.000) +	RS_x(-1.000) +		RS_y(-0.300)
		RS_y(0.300)			
51	gLCB94	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_y(1.000) +	RS_y(1.000) +		RS_x(0.300)
		RS_x(0.300)			
52	gLCB95	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_y(1.000) +	RS_y(-1.000) +		RS_x(0.300)
		RS_x(-0.300)			
53	gLCB96	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_y(1.000) +	RS_y(1.000) +		RS_x(-0.300)
		RS_x(-0.300)			
54	gLCB97	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_y(1.000) +	RS_y(-1.000) +		RS_x(-0.300)
		RS_x(0.300)			
55	gLCB98	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_x(1.000) +	RS_x(1.000) +		RS_y(0.300)
		RS_y(-0.300)			
56	gLCB99	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_x(1.000) +	RS_x(-1.000) +		RS_y(0.300)
		RS_y(0.300)			
57	gLCB100	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_x(1.000) +	RS_x(1.000) +		RS_y(-0.300)
		RS_y(0.300)			
58	gLCB101	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_x(1.000) +	RS_x(-1.000) +		RS_y(-0.300)
		RS_y(-0.300)			
59	gLCB102	Active	Add		
		G1(1.000) +	G2(1.000) +		Q(0.600)
		RS_y(1.000) +	RS_y(1.000) +		RS_x(0.300)
		RS_x(-0.300)			



Relazione calcoli statici nuova palestra

60	gLCB103	Active	Add	G1 (1.000) + RS_y (1.000) + RS_x (0.300)	G2 (1.000) + RS_y(-1.000) +	Q (0.600) RS_x (0.300)
+						
+						
61	gLCB104	Active	Add	G1 (1.000) + RS_y (1.000) + RS_x (0.300)	G2 (1.000) + RS_y (1.000) +	Q (0.600) RS_x(-0.300)
+						
+						
62	gLCB105	Active	Add	G1 (1.000) + RS_y (1.000) + RS_x(-0.300)	G2 (1.000) + RS_y(-1.000) +	Q (0.600) RS_x(-0.300)
+						
+						
63	gLCB106	Active	Add	G1 (1.000) + RS_x(-1.000) + RS_y(-0.300)	G2 (1.000) + RS_x(-1.000) +	Q (0.600) RS_y(-0.300)
+						
+						
64	gLCB107	Active	Add	G1 (1.000) + RS_x(-1.000) + RS_y (0.300)	G2 (1.000) + RS_x (1.000) +	Q (0.600) RS_y(-0.300)
+						
+						
65	gLCB108	Active	Add	G1 (1.000) + RS_x(-1.000) + RS_y (0.300)	G2 (1.000) + RS_x(-1.000) +	Q (0.600) RS_y (0.300)
+						
+						
66	gLCB109	Active	Add	G1 (1.000) + RS_x(-1.000) + RS_y(-0.300)	G2 (1.000) + RS_x (1.000) +	Q (0.600) RS_y (0.300)
+						
+						
67	gLCB110	Active	Add	G1 (1.000) + RS_y(-1.000) + RS_x(-0.300)	G2 (1.000) + RS_y(-1.000) +	Q (0.600) RS_x(-0.300)
+						
+						
68	gLCB111	Active	Add	G1 (1.000) + RS_y(-1.000) + RS_x (0.300)	G2 (1.000) + RS_y (1.000) +	Q (0.600) RS_x(-0.300)
+						
+						
69	gLCB112	Active	Add	G1 (1.000) + RS_y(-1.000) + RS_x (0.300)	G2 (1.000) + RS_y(-1.000) +	Q (0.600) RS_x (0.300)
+						
+						
70	gLCB113	Active	Add	G1 (1.000) + RS_y(-1.000) + RS_x(-0.300)	G2 (1.000) + RS_y (1.000) +	Q (0.600) RS_x (0.300)
+						
+						
71	gLCB114	Active	Add	G1 (1.000) + RS_x(-1.000) + RS_y (0.300)	G2 (1.000) + RS_x(-1.000) +	Q (0.600) RS_y(-0.300)
+						
+						
72	gLCB115	Active	Add	G1 (1.000) + RS_x(-1.000) + RS_y(-0.300)	G2 (1.000) + RS_x (1.000) +	Q (0.600) RS_y(-0.300)
+						
+						
73	gLCB116	Active	Add	G1 (1.000) + RS_x(-1.000) + RS_y(-0.300)	G2 (1.000) + RS_x(-1.000) +	Q (0.600) RS_y (0.300)
+						
+						
74	gLCB117	Active	Add	G1 (1.000) + RS_x(-1.000) + RS_y (0.300)	G2 (1.000) + RS_x (1.000) +	Q (0.600) RS_y (0.300)
+						
+						
75	gLCB118	Active	Add	G1 (1.000) + RS_y(-1.000) + RS_x (0.300)	G2 (1.000) + RS_y(-1.000) +	Q (0.600) RS_x(-0.300)
+						
+						
76	gLCB119	Active	Add	G1 (1.000) + RS_y(-1.000) + RS_x(-0.300)	G2 (1.000) + RS_y (1.000) +	Q (0.600) RS_x(-0.300)
+						
+						
77	gLCB120	Active	Add	G1 (1.000) + RS_y(-1.000) + RS_x(-0.300)	G2 (1.000) + RS_y(-1.000) +	Q (0.600) RS_x (0.300)
+						
+						
78	gLCB121	Active	Add	G1 (1.000) + RS_y(-1.000) + RS_x (0.300)	G2 (1.000) + RS_y (1.000) +	Q (0.600) RS_x (0.300)
+						
+						
79	gLCB122	Active	Add	G1 (1.000) +	G2 (1.000) +	Q (1.000)



Relazione calcoli statici nuova palestra

80	gLCB123	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	Qh (1.000)				
81	gLCB124	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)	
	+	Snow (0.500)				
82	gLCB125	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	Qh (1.000) +		Snow (0.500)		
83	gLCB126	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	Snow (1.000)				
84	gLCB127	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)	
	+	WLx_chiusa (0.600)				
85	gLCB128	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)	
	+	WLy_chiusa (0.600)				
86	gLCB129	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)	
	+	WLx_apertaneg (0.600)				
87	gLCB130	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)	
	+	WLx_apertapos (0.600)				
88	gLCB131	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)	
	+	WLy_apertaneg (0.600)				
89	gLCB132	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)	
	+	WLy_apertapos (0.600)				
90	gLCB133	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	Qh (1.000) +		WLx_chiusa (0.600)		
91	gLCB134	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	Qh (1.000) +		WLy_chiusa (0.600)		
92	gLCB135	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	Qh (1.000) +		WLx_apertaneg (0.600)		
93	gLCB136	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	Qh (1.000) +		WLx_apertapos (0.600)		
94	gLCB137	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	Qh (1.000) +		WLy_apertaneg (0.600)		
95	gLCB138	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	Qh (1.000) +		WLy_apertapos (0.600)		
96	gLCB151	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	WLx_chiusa (1.000)				
97	gLCB152	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	WLy_chiusa (1.000)				
98	gLCB153	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	WLx_apertaneg (1.000)				
99	gLCB154	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	WLx_apertapos (1.000)				
100	gLCB155	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	WLy_apertaneg (1.000)				
101	gLCB156	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	WLy_apertapos (1.000)				
102	gLCB157	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	WLx_chiusa (-1.000)				
103	gLCB158	Active	Add			
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)	
	+	WLy_chiusa (-1.000)				
104	gLCB159	Active	Add			



Relazione calcoli statici nuova palestra

		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		WLx_apertaneg(-1.000)			
105	gLCB160	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		WLx_apertapos(-1.000)			
106	gLCB161	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		WLy_apertaneg(-1.000)			
107	gLCB162	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		WLy_apertapos(-1.000)			
108	gLCB163	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)
		Snow(0.500) +		WLx_chiusa(0.600)	
109	gLCB164	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)
		Snow(0.500) +		WLy_chiusa(0.600)	
110	gLCB165	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)
		Snow(0.500) +		WLx_apertaneg(0.600)	
111	gLCB166	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)
		Snow(0.500) +		WLx_apertapos(0.600)	
112	gLCB167	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)
		Snow(0.500) +		WLy_apertaneg(0.600)	
113	gLCB168	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (1.000)
		Snow(0.500) +		WLy_apertapos(0.600)	
114	gLCB169	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Qh(1.000) +		Snow(0.500) +	WLx_chiusa(0.600)
115	gLCB170	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Qh(1.000) +		Snow(0.500) +	WLy_chiusa(0.600)
116	gLCB171	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Qh(1.000) +		Snow(0.500) +	WLx_apertaneg(0.600)
117	gLCB172	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Qh(1.000) +		Snow(0.500) +	WLx_apertapos(0.600)
118	gLCB173	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Qh(1.000) +		Snow(0.500) +	WLy_apertaneg(0.600)
119	gLCB174	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Qh(1.000) +		Snow(0.500) +	WLy_apertapos(0.600)
120	gLCB187	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Snow(0.500) +		WLx_chiusa(1.000)	
121	gLCB188	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Snow(0.500) +		WLy_chiusa(1.000)	
122	gLCB189	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Snow(0.500) +		WLx_apertaneg(1.000)	
123	gLCB190	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Snow(0.500) +		WLx_apertapos(1.000)	
124	gLCB191	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Snow(0.500) +		WLy_apertaneg(1.000)	
125	gLCB192	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Snow(0.500) +		WLy_apertapos(1.000)	
126	gLCB199	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Snow(1.000) +		WLx_chiusa(0.600)	
127	gLCB200	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Snow(1.000) +		WLy_chiusa(0.600)	
128	gLCB201	Active	Add		
		G1 (1.000) +		G2 (1.000) +	Q (0.700)
		Snow(1.000) +		WLx_apertaneg(0.600)	



Relazione calcoli statici nuova palestra

129	gLCB202	Active	Add	G1(1.000) + Snow(1.000) +	G2(1.000) + WLx_apertapos(0.600)	Q(0.700)
130	gLCB203	Active	Add	G1(1.000) + Snow(1.000) +	G2(1.000) + WLy_apertaneg(0.600)	Q(0.700)
131	gLCB204	Active	Add	G1(1.000) + Snow(1.000) +	G2(1.000) + WLx_apertapos(0.600)	Q(0.700)
132	gLCB211	Active	Add	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Q(0.700)
133	gLCB212	Active	Add	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Q(0.600)
134	gLCB213	Active	Add	G1(1.000) + Snow(0.300)	G2(1.000) +	Q(0.600)
135	gLCB214	Active	Add	G1(1.000) + WLx_chiusa(0.200)	G2(1.000) +	Q(0.600)
136	gLCB215	Active	Add	G1(1.000) + WLy_chiusa(0.200)	G2(1.000) +	Q(0.600)
137	gLCB216	Active	Add	G1(1.000) + WLx_apertaneg(0.200)	G2(1.000) +	Q(0.600)
138	gLCB217	Active	Add	G1(1.000) + WLx_apertapos(0.200)	G2(1.000) +	Q(0.600)
139	gLCB218	Active	Add	G1(1.000) + WLy_apertaneg(0.200)	G2(1.000) +	Q(0.600)
140	gLCB219	Active	Add	G1(1.000) + WLy_apertapos(0.200)	G2(1.000) +	Q(0.600)
141	gLCB226	Active	Add	G1(1.000) + Snow(0.300) +	G2(1.000) + WLx_chiusa(0.200)	Q(0.600)
142	gLCB227	Active	Add	G1(1.000) + Snow(0.300) +	G2(1.000) + WLy_chiusa(0.200)	Q(0.600)
143	gLCB228	Active	Add	G1(1.000) + Snow(0.300) +	G2(1.000) + WLx_apertaneg(0.200)	Q(0.600)
144	gLCB229	Active	Add	G1(1.000) + Snow(0.300) +	G2(1.000) + WLx_apertapos(0.200)	Q(0.600)
145	gLCB230	Active	Add	G1(1.000) + Snow(0.300) +	G2(1.000) + WLy_apertaneg(0.200)	Q(0.600)
146	gLCB231	Active	Add	G1(1.000) + Snow(0.300) +	G2(1.000) + WLy_apertapos(0.200)	Q(0.600)
147	gLCB238	Active	Add	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Q(0.600)
148	STL ENV_STR	Active	Envelope	gLCB2(1.000) + gLCB5(1.000) + gLCB8(1.000) + gLCB11(1.000) + gLCB14(1.000) + gLCB17(1.000) + gLCB20(1.000) + gLCB23(1.000) + gLCB44(1.000) + gLCB47(1.000) + gLCB50(1.000) + gLCB53(1.000) + gLCB56(1.000) + gLCB59(1.000) + gLCB80(1.000) + gLCB83(1.000) + gLCB92(1.000) + gLCB95(1.000) + gLCB98(1.000) + gLCB101(1.000) + gLCB104(1.000) + gLCB107(1.000) + gLCB110(1.000) +	gLCB3(1.000) + gLCB6(1.000) + gLCB9(1.000) + gLCB12(1.000) + gLCB15(1.000) + gLCB18(1.000) + gLCB21(1.000) + gLCB42(1.000) + gLCB45(1.000) + gLCB48(1.000) + gLCB51(1.000) + gLCB54(1.000) + gLCB57(1.000) + gLCB78(1.000) + gLCB81(1.000) + gLCB90(1.000) + gLCB93(1.000) + gLCB96(1.000) + gLCB99(1.000) + gLCB102(1.000) + gLCB105(1.000) + gLCB108(1.000) + gLCB111(1.000) +	gLCB4(1.000) gLCB7(1.000) gLCB10(1.000) gLCB13(1.000) gLCB16(1.000) gLCB19(1.000) gLCB22(1.000) gLCB43(1.000) gLCB46(1.000) gLCB49(1.000) gLCB52(1.000) gLCB55(1.000) gLCB58(1.000) gLCB79(1.000) gLCB82(1.000) gLCB91(1.000) gLCB94(1.000) gLCB97(1.000) gLCB100(1.000) gLCB103(1.000) gLCB106(1.000) gLCB109(1.000) gLCB112(1.000)



Relazione calcoli statici nuova palestra

+	gLCB113 (1.000) +	gLCB114 (1.000) +	gLCB115 (1.000)
+	gLCB116 (1.000) +	gLCB117 (1.000) +	gLCB118 (1.000)
+	gLCB119 (1.000) +	gLCB120 (1.000) +	gLCB121 (1.000)

149	STL ENV_SER Active	Envelope	
	gLCB122 (1.000) +	gLCB123 (1.000) +	gLCB124 (1.000)
+	gLCB125 (1.000) +	gLCB126 (1.000) +	gLCB127 (1.000)
+	gLCB128 (1.000) +	gLCB129 (1.000) +	gLCB130 (1.000)
+	gLCB131 (1.000) +	gLCB132 (1.000) +	gLCB133 (1.000)
+	gLCB134 (1.000) +	gLCB135 (1.000) +	gLCB136 (1.000)
+	gLCB137 (1.000) +	gLCB138 (1.000) +	gLCB151 (1.000)
+	gLCB152 (1.000) +	gLCB153 (1.000) +	gLCB154 (1.000)
+	gLCB155 (1.000) +	gLCB156 (1.000) +	gLCB157 (1.000)
+	gLCB158 (1.000) +	gLCB159 (1.000) +	gLCB160 (1.000)
+	gLCB161 (1.000) +	gLCB162 (1.000) +	gLCB163 (1.000)
+	gLCB164 (1.000) +	gLCB165 (1.000) +	gLCB166 (1.000)
+	gLCB167 (1.000) +	gLCB168 (1.000) +	gLCB169 (1.000)
+	gLCB170 (1.000) +	gLCB171 (1.000) +	gLCB172 (1.000)
+	gLCB173 (1.000) +	gLCB174 (1.000) +	gLCB187 (1.000)
+	gLCB188 (1.000) +	gLCB189 (1.000) +	gLCB190 (1.000)
+	gLCB191 (1.000) +	gLCB192 (1.000) +	gLCB199 (1.000)
+	gLCB200 (1.000) +	gLCB201 (1.000) +	gLCB202 (1.000)
+	gLCB203 (1.000) +	gLCB204 (1.000) +	gLCB211 (1.000)
+	gLCB212 (1.000) +	gLCB213 (1.000) +	gLCB214 (1.000)
+	gLCB215 (1.000) +	gLCB216 (1.000) +	gLCB217 (1.000)
+	gLCB218 (1.000) +	gLCB219 (1.000) +	gLCB226 (1.000)
+	gLCB227 (1.000) +	gLCB228 (1.000) +	gLCB229 (1.000)
+	gLCB230 (1.000) +	gLCB231 (1.000) +	gLCB238 (1.000)

Per le verifiche in campo sostanzialmente elastico, ovvero per struttura a comportamento non dissipativo, come previsto al punto 4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità delle NTC2018, sono state fornite le leggi di comportamento dei materiali, utilizzate solo per il ramo elastico.

In particolare sono stati definiti i seguenti materiali e relative leggi costitutive:

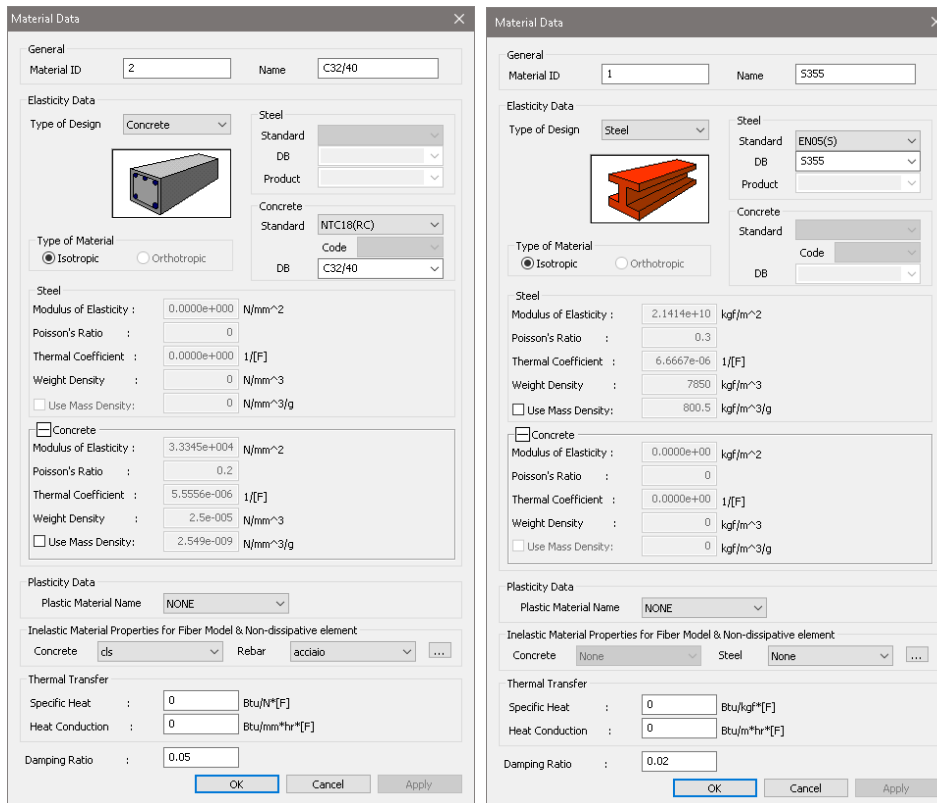


Figura 5 Materiali

Le leggi costitutive adottate per i materiali costituenti il calcestruzzo armato sono le seguenti:

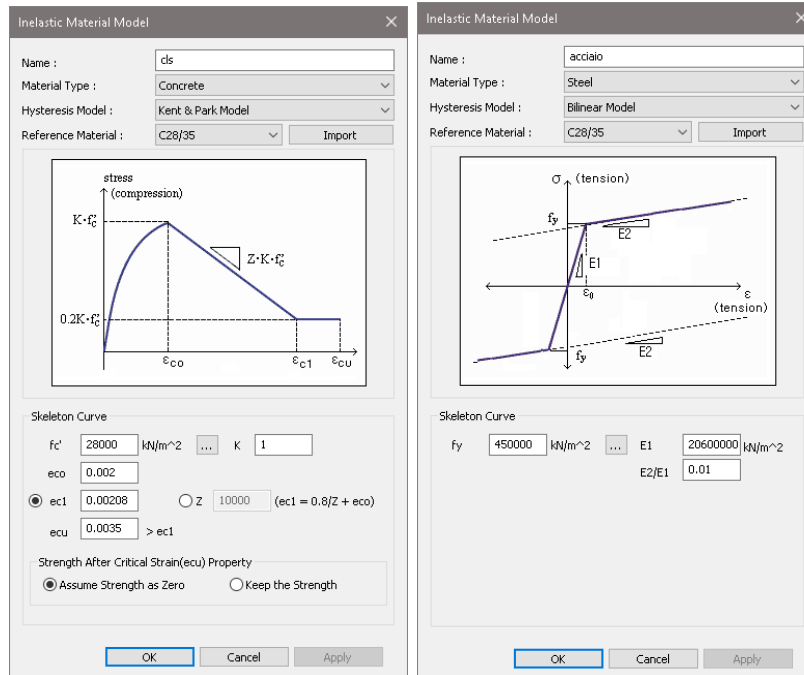


Figura 6 Leggi costitutive calcestruzzo e acciaio

9 Progetto e verifiche della struttura

Si riportano di seguito le verifiche eseguite distinte per componente strutturale.

Le verifiche vengono condotte principalmente in forma grafica e successivamente espresse in forma sintetica riservando la verifica analitica agli elementi maggiormente sollecitati

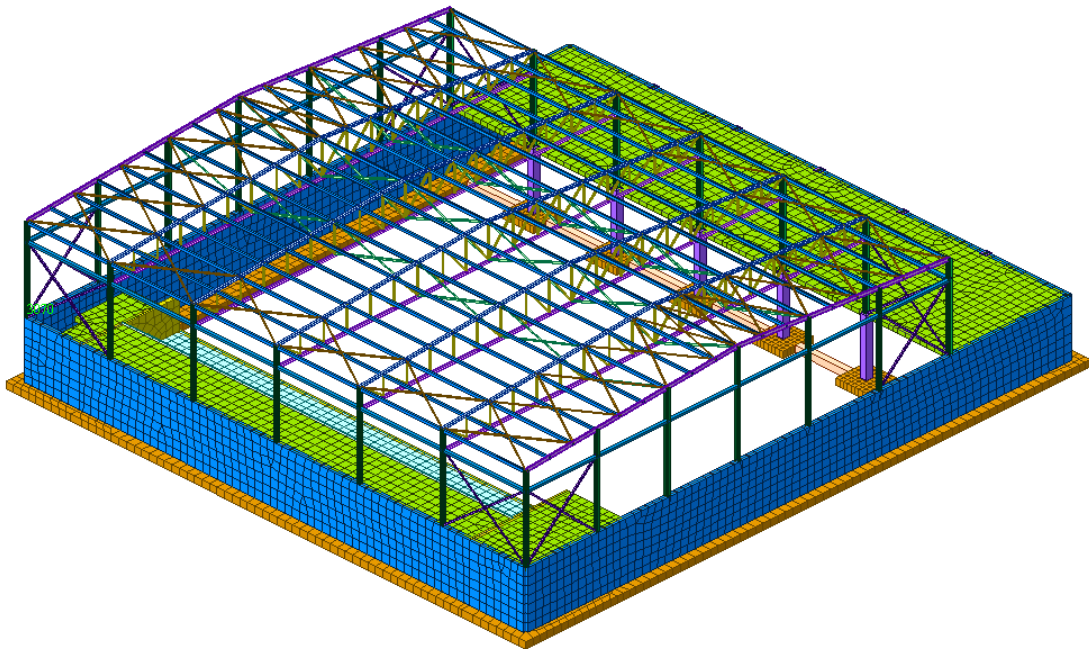


Figura 7 Modello 3d - Vista 1

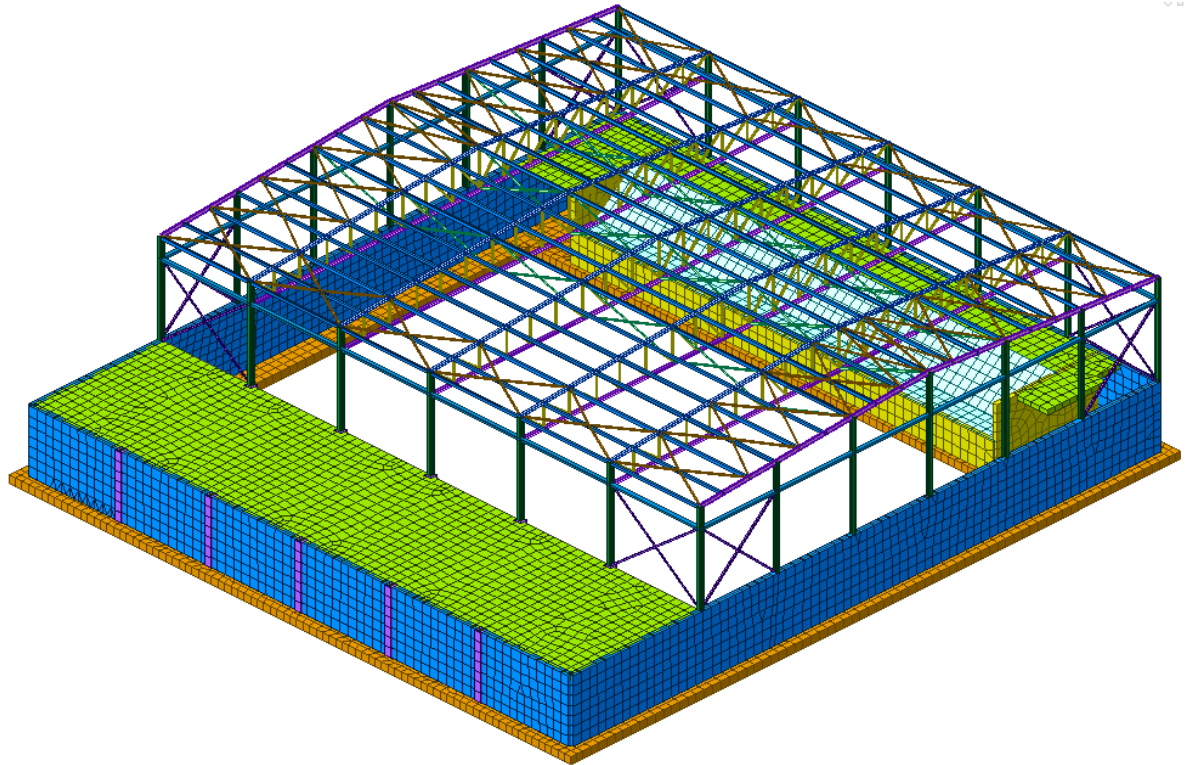


Figura 8 Vista 2

Le sezioni resistenti (per elementi beam) sono le seguenti:

ID	Name	Area (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	Cyp (m)	Cym (m)	Czp (m)	Czm (m)	Qyb (m ²)	Qzb (m ²)	Peri.(Out) (m)
1	T90x60	0.5400	0.4500	0.4500	0.0380	0.0162	0.0365	0.4500	0.4500	0.3000	0.3000	0.0450	0.1013	3.0000
2	RHS-CF 200X120X4 UN	0.0025	0.0016	0.0010	0.0000	0.0000	0.0000	0.1000	0.1000	0.0600	0.0600	0.0074	0.0105	0.6400
3	R400X400	0.1600	0.1333	0.1333	0.0036	0.0021	0.0021	0.2000	0.2000	0.2000	0.2000	0.0200	0.0200	1.6000
4	TR400X400	0.1600	0.1333	0.1333	0.0036	0.0021	0.0021	0.2000	0.2000	0.2000	0.2000	0.0200	0.0200	1.6000
5	P30X50	0.1500	0.1250	0.1250	0.0028	0.0031	0.0011	0.1500	0.1500	0.2500	0.2500	0.0313	0.0112	1.6000
9	L80x12	0.0018	0.0008	0.0008	0.0000	0.0000	0.0000	0.0559	0.0241	0.0241	0.0559	0.0016	0.0016	0.3200
10	IPE200	0.0029	0.0014	0.0011	0.0000	0.0000	0.0000	0.0500	0.0500	0.1000	0.1000	0.0187	0.0013	0.7888
11	NULL	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0000	0.0000	0.0031
12	P50x30	0.1500	0.1250	0.1250	0.0028	0.0011	0.0031	0.2500	0.2500	0.1500	0.1500	0.0112	0.0313	1.6000
13	T30X50	0.1500	0.1250	0.1250	0.0028	0.0031	0.0011	0.1500	0.1500	0.2500	0.2500	0.0313	0.0112	1.6000
14	L80x8	0.0012	0.0005	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000	0.0574	0.0226	0.0226	0.0574	0.0016	0.0016	0.3200
20	HEB200	0.0078	0.0050	0.0018	0.0000	0.0001	0.0000	0.1000	0.1000	0.1000	0.1000	0.0344	0.0050	1.1820
23	L60x6	0.0007	0.0003	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0431	0.0169	0.0169	0.0431	0.0009	0.0009	0.2400
24	2L60x6	0.0014	0.0006	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000	0.0650	0.0650	0.0172	0.0428	0.0009	0.0018	0.4800
25	2L80x10	0.0030	0.0013	0.0013	0.0000	0.0000	0.0000	0.0850	0.0850	0.0237	0.0563	0.0016	0.0032	0.6400
26	F400	0.1257	0.1131	0.1131	0.0025	0.0013	0.0013	0.2000	0.2000	0.2000	0.2000	0.0133	0.0133	1.2566
27	P60x30	0.1800	0.1500	0.1500	0.0037	0.0014	0.0054	0.3000	0.3000	0.1500	0.1500	0.0112	0.0450	1.8000
28	2L120x10	0.0046	0.0020	0.0020	0.0000	0.0000	0.0000	0.1250	0.1250	0.0337	0.0863	0.0037	0.0072	0.9600
29	2L120x8	0.0037	0.0016	0.0016	0.0000	0.0000	0.0000	0.1250	0.1250	0.0330	0.0870	0.0038	0.0072	0.9600
30	RHS-150x100x3	0.0015	0.0006	0.0009	0.0000	0.0000	0.0000	0.0500	0.0500	0.0750	0.0750	0.0063	0.0047	0.5000

Figura 9 Sezioni elementi BEAM (pilastri e travi)

9.1 Analisi sismica modale

L'analisi sismica modale con spettro di risposta è stata svolta considerando le frequenze in grado di mobilitare in entrambe le direzioni almeno l'85% della massa complessiva.

Sono state considerate le prime 15 frequenze.

Dal calcolo risulta:

Relazione calcoli statici nuova palestra

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ					
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	14.1150	2.2465	0.4451	0.0000e+00								
2	14.2445	2.2671	0.4411	0.0000e+00								
3	21.5851	3.4354	0.2911	0.0000e+00								
4	28.0126	4.4583	0.2243	0.0000e+00								
5	33.7172	5.3663	0.1863	0.0000e+00								
6	33.7357	5.3692	0.1862	0.0000e+00								
7	33.7398	5.3699	0.1862	0.0000e+00								
8	33.7421	5.3702	0.1862	0.0000e+00								
9	34.0345	5.4168	0.1846	0.0000e+00								
10	34.7849	5.5362	0.1806	0.0000e+00								
11	34.8498	5.5465	0.1803	0.0000e+00								
12	34.8897	5.5529	0.1801	0.0000e+00								
13	34.8948	5.5537	0.1801	0.0000e+00								
14	34.8958	5.5538	0.1801	0.0000e+00								
15	35.0569	5.5795	0.1792	0.0000e+00								
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	0.0305	0.0305	94.8053	94.8053	0.0000	0.0000	96.6748	96.6748	0.0307	0.0307	0.0038	0.0038
2	82.2062	82.2367	0.0350	94.8404	0.0000	0.0000	0.0357	96.7105	82.5082	82.5388	0.0001	0.0039
3	0.0006	82.2374	0.0001	94.8404	0.0000	0.0000	0.0001	96.7106	0.0006	82.5395	0.7429	0.7467
4	0.0001	82.2374	0.0038	94.8443	0.0000	0.0000	0.0037	96.7143	0.0001	82.5395	83.5328	84.2795
5	0.0000	82.2374	0.0000	94.8443	0.0000	0.0000	0.0000	96.7143	0.0000	82.5395	0.0000	84.2795
6	0.0000	82.2374	0.0000	94.8443	0.0000	0.0000	0.0000	96.7143	0.0000	82.5395	0.0042	84.2837
7	0.0010	82.2384	0.0000	94.8443	0.0000	0.0000	0.0000	96.7143	0.0010	82.5405	0.0000	84.2837
8	0.0000	82.2384	0.0000	94.8443	0.0000	0.0000	0.0000	96.7143	0.0000	82.5405	0.0000	84.2837
9	0.0000	82.2385	0.0000	94.8443	0.0000	0.0000	0.0000	96.7143	0.0001	82.5406	1.7217	86.0054
10	0.0000	82.2385	0.1091	94.9534	0.0000	0.0000	0.0011	96.7155	0.0000	82.5406	0.0000	86.0054
11	0.0000	82.2385	0.0000	94.9534	0.0000	0.0000	0.0000	96.7155	0.0000	82.5406	0.0000	86.0054
12	0.0000	82.2385	0.0059	94.9594	0.0000	0.0000	0.0003	96.7158	0.0000	82.5406	0.0000	86.0054
13	0.0000	82.2385	0.0009	94.9603	0.0000	0.0000	0.0000	96.7158	0.0000	82.5406	0.0000	86.0054
14	0.0000	82.2385	0.0000	94.9603	0.0000	0.0000	0.0000	96.7158	0.0000	82.5407	0.0000	86.0054
15	15.3523	97.5908	0.0000	94.9603	0.0000	0.0000	0.0000	96.7158	15.5245	98.0651	0.0000	86.0054

Figura 10 Frequenze proprie e masse partecipanti

9.2 Forme associate ai modi di vibrare

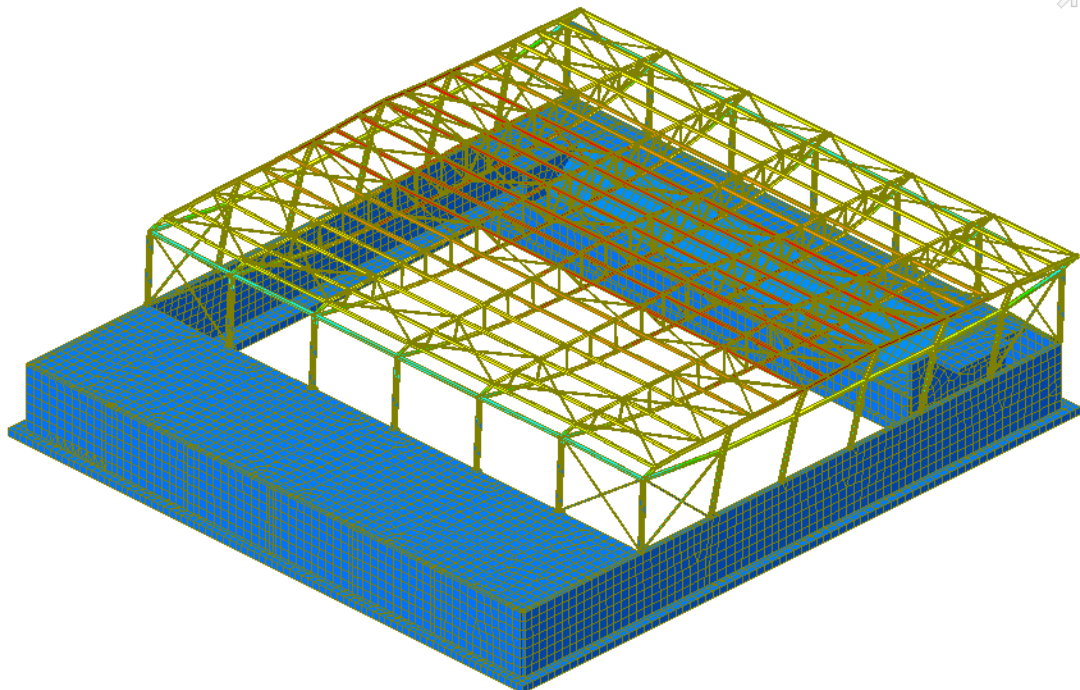


Figura 11 Modo 1 (traslazionale Y)

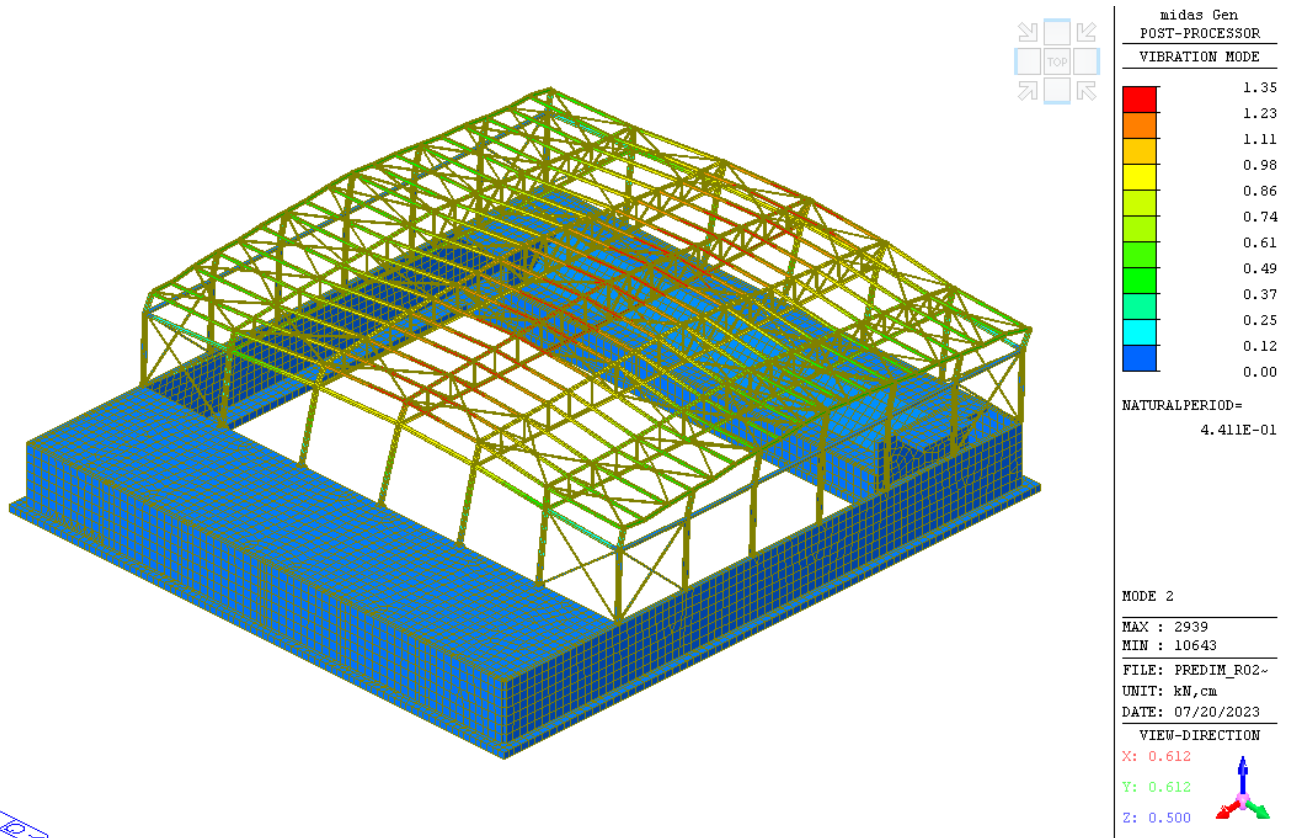


Figura 12 Modo 2 (traslazionale X)

12

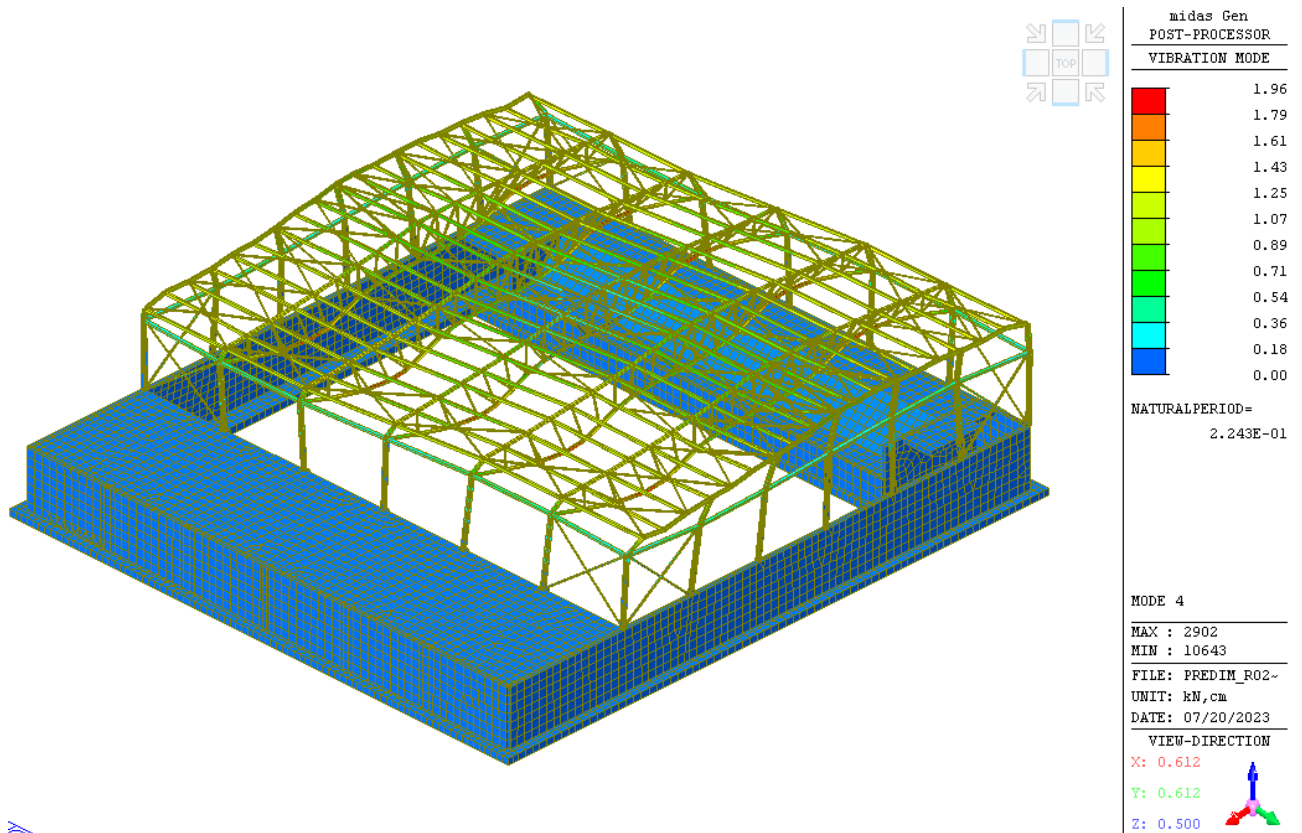


Figura 13 Modo 4 (rotazionale)

13

9.3 Verifica di regolarità in pianta

Dal punto di vista della regolarità in pianta, secondo quanto indicato nelle NTC2018 al punto 7.2.1 occorre il soddisfacimento dei tre requisiti indicati con le lettere a, b e c.

Per quanto riguarda la struttura in elevazione:

in relazione al **requisito a)**, la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, pertanto **il requisito è soddisfatto**.

In relazione la **requisito b)** anch'esso **è soddisfatto**

In relazione la **requisito c)**, la presenza di strutture di controvento e della copertura sandwich di elevato spessore che contribuisce ad aumentare la rigidezza, fa sì che anche tale requisito possa essere ritenuto soddisfatto.

Una volta ritenuto soddisfatto il requisito di regolarità in pianta per la parte in elevazione, considerata l'elevata rigidezza della struttura seminterrata (in calcestruzzo) rispetto a quella in elevazione tale per cui la rigidezza della struttura in elevazione considerandola incastrata alla base dei pilastri è pressoché coincidente con quella della struttura reale, essendo la struttura in elevazione ascrivibile alla tipologia "strutture a telaio in acciaio" è possibile assumere per struttura non dissipativa il valore di $q_{ND}=1.5$, risulta infatti:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5$$

$$q_{ND} = 2 * 4 / 3 = 2.67 \text{ dunque } q_{ND} = 1.5$$

9.4 Deformabilità torsionale

La struttura può essere considerata non deformabile torsionalmente, infatti il rapporto fra il più basso periodo flessionale e quello torsionale (anche se non perfettamente disaccoppiati) risulta superiore a 1 ($\Omega = 0.4411 / 0.2243 = 1.96$)

10 Verifica della struttura globale

10.1 Verifica elementi bidimensionali

Per l'armatura degli elementi bidimensionali (piastre, muri, shell) sono stati adottati i seguenti parametri:

The image shows a software interface for slab design. It includes the following fields and values:

- For Slab Design**
- Rebar**: P12,P16 (with a "Rebar..." button)
- Spacing**: @100,@150,@200,@300,@400 (with a "Spacing..." button)
- Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB)**
- Dir. 1**: 3.6, 3.6 cm
- Dir. 2**: 4.8, 4.8 cm

Figura 14 Parametri per armatura elementi bidimensionali orizzontali

Le verifiche che seguono sono state eseguite con riferimento ai momenti equivalenti ottenuti secondo la teoria di Wood Armer.

10.2 Schemi di carico

10.2.1 Copertura zona servizi e tribune

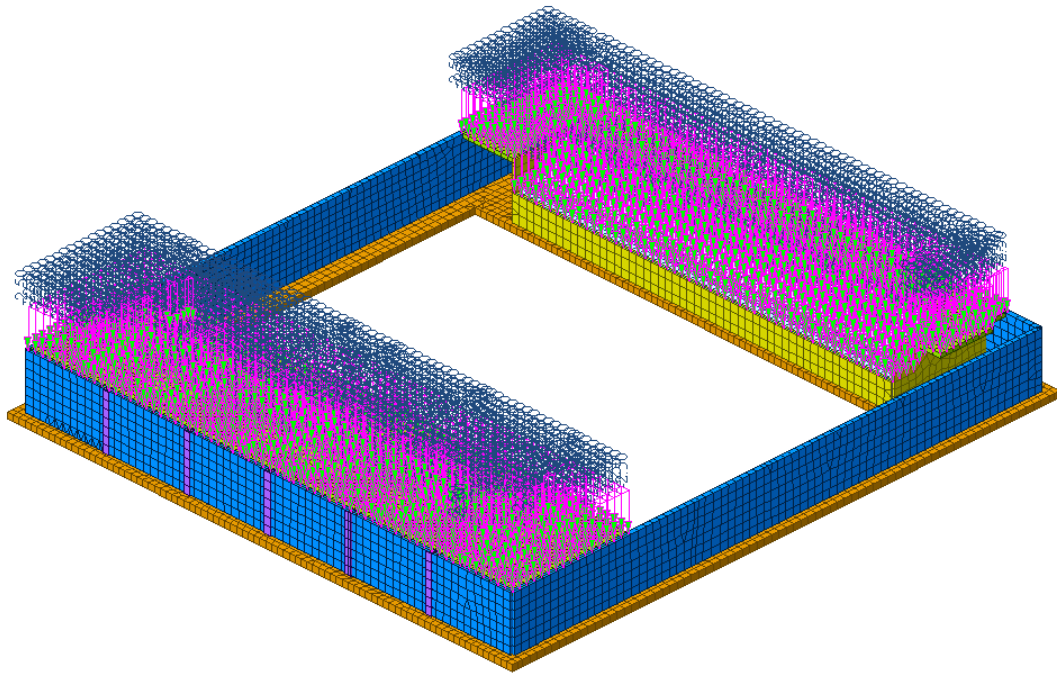


Figura 15 Sovraccarichi fissi ($G_2=2.5 \text{ kN/mq}$)

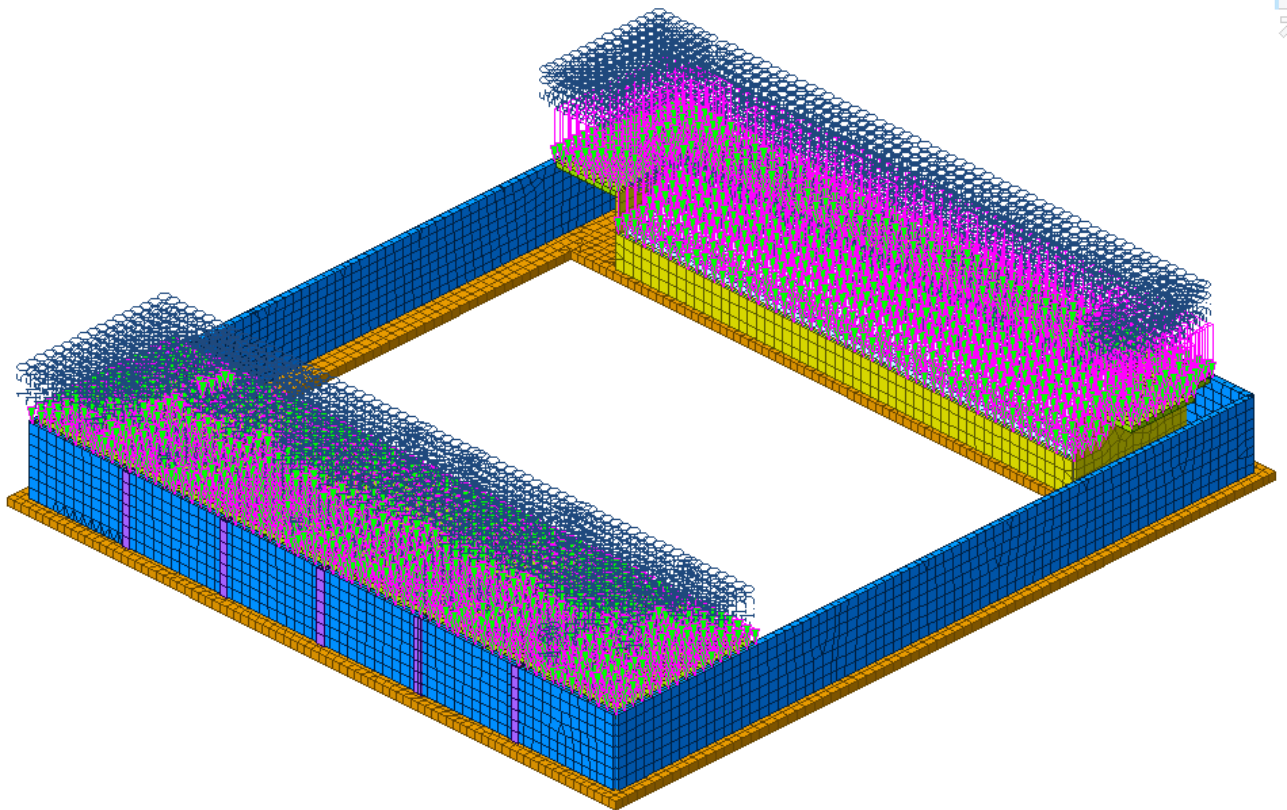
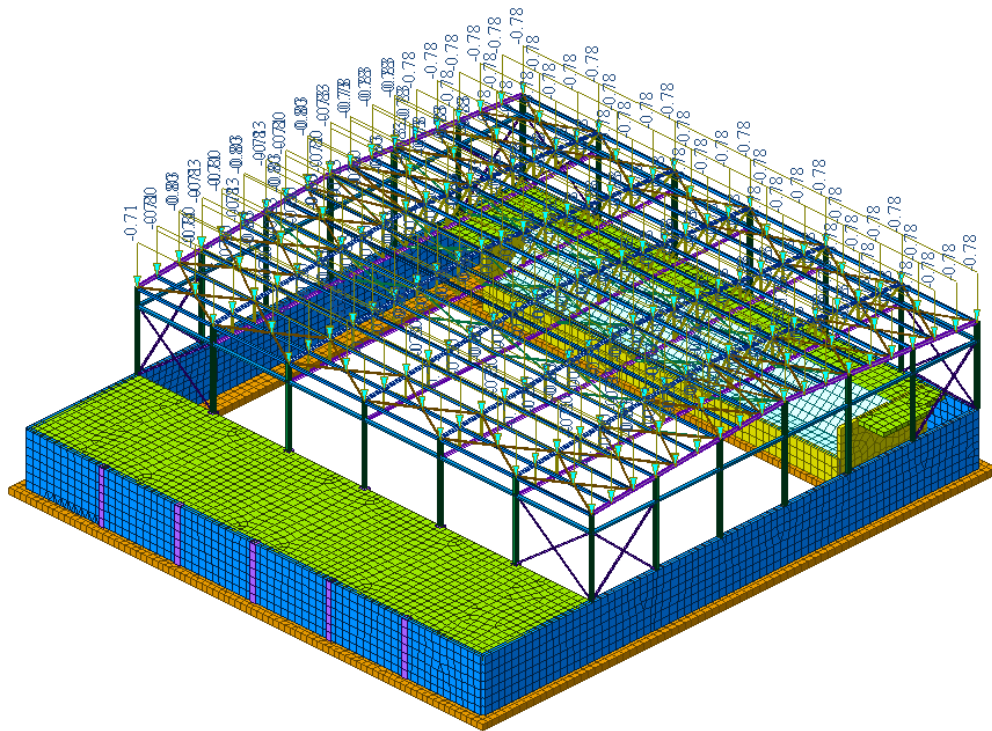
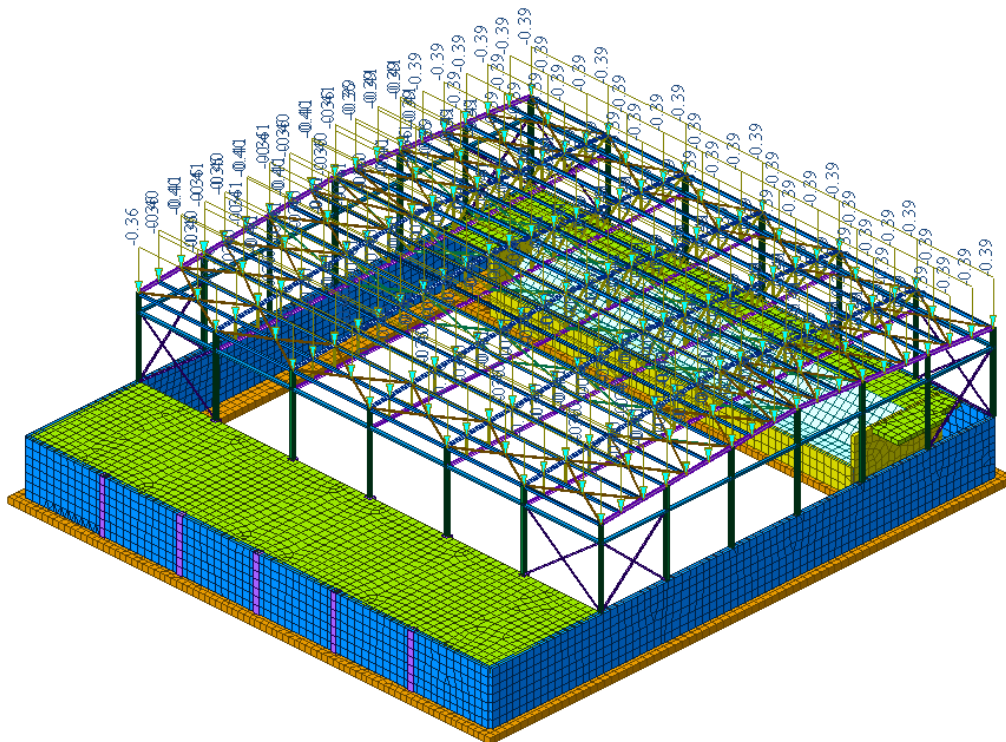


Figura 16 Sovraccarico variabile ($q=1.50 \text{ kN/mq}$ e 5 kN/mq)

10.2.2 Copertura campo da gioco

Figura 17 Sovraccarichi fissi ($G2=1 \text{ kN/mq}$)Figura 18 Sovraccarico accidentale ($q=0.5 \text{ kN/mq}$)



Relazione calcoli statici nuova palestra

11 Dimensionamento e verifica travi di collegamento in fondazione

Sorted by Member Property Results Strength Serviceability Elastic SECT MEMB

MEMB	SECT	SEL	Section		fck	POS	CHK	Rebar		Negative Moment Strength				Positive Moment Strength				Shear Strength								
			Bc	Hc	fyk			AsTop	AsBot	N(-) M.Ed	LCB	x/d	N(-) M.Rd	Rat-N	P(+) M.Ed	LCB	x/d	P(+) M.Rd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
Span			bf	hf	fyw																					
0			TR400X400		28000.0	I	OK	0.0004	0.0004	28.8867	33	0.12	54.1053	0.53	7.79494	33	0.12	54.1053	0.14	19.7726	33	60.3303	82.6177	0.33	0.24	0.33
4			0.400	0.400	450000	M	OK	0.0004	0.0004	14.7693	33	0.12	54.1053	0.27	3.73332	20	0.12	54.1053	0.07	15.6416	33	60.3303	82.6177	0.26	0.19	0.26
3.5000			0.000	0.000	450000	J	OK	0.0004	0.0004	28.9473	33	0.12	54.1053	0.54	7.76184	33	0.12	54.1053	0.14	19.8018	33	60.3303	82.6177	0.33	0.24	0.33

Sorted by Member Property Results Strength Serviceability Elastic SECT MEMB

MEMB	SECT	SEL	Section		fck	POS	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc	fyk			Concrete				reinforcement				Top-w		Bot-w		Def	Defa
Span			bf	hf	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-wa	Bot-w	Bot-wa				
0			TR400X400		28000.0	I	OK	1578.75	12600.0	486.375	16800.0	17140.2	360000	4516.26	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003		
4			0.400	0.400	450000	M	OK	769.140	12600.0	224.548	12600.0	8704.49	360000	2258.79	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003	0.0001	0.0128
3.5000			0.000	0.000	450000	J	OK	1581.37	12600.0	484.252	16800.0	17176.4	360000	4496.55	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003		

Sorted by Member Property Results Strength Serviceability Elastic SECT MEMB

MEMB	SECT	SEL	Section		fck	POS	CHK	Elastic Moment Capacity								Shear Strength							
			Bc	Hc	fyk			Seis. Class	N(-) M.Ed	LCB	N(-) M.yd	Rat-N	P(+) M.Ed	LCB	P(+) M.yd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
Span			bf	hf	fyw																		
0			TR400X400		28000.0	I	OK	N.D.	19.6694	109	50.4050	0.39	5.22013	93	50.4050	0.10	14.1684	109	60.3303	82.6177	0.23	0.17	0.23
4			0.400	0.400	450000	M	OK	N.D.	9.64217	100	50.4050	0.19	2.83071	93	50.4050	0.06	10.9870	93	60.3303	82.6177	0.18	0.13	0.18
3.5000			0.000	0.000	450000	J	OK	N.D.	19.7032	108	50.4050	0.39	5.19709	92	50.4050	0.10	14.1871	93	60.3303	82.6177	0.24	0.17	0.24

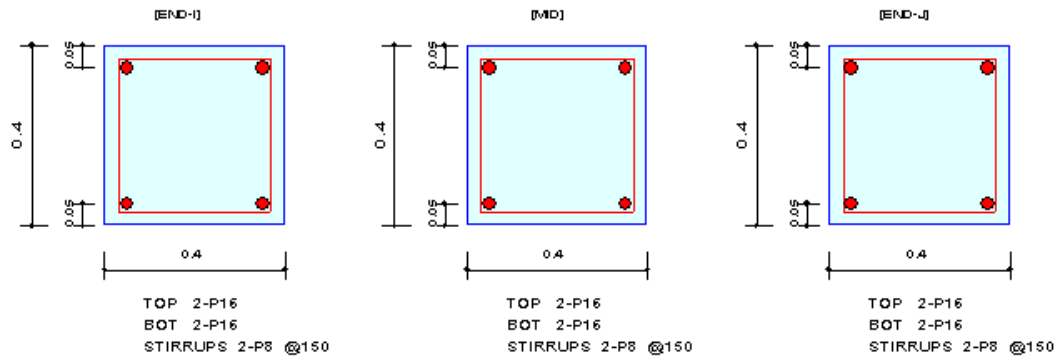
Figura 19 Schema verifica travi di fondazione SLU (elemento maggiormente sollecitato)



11.1 Verifica analitica

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 28000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	TR400X400 (No : 4)	Beam Span	3.5m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MD	END-J
(-) Load Combination No.	33	33	33
Moment (M_{Ed})	28.89	14.77	28.95
Factored Strength (M_{Rd})	54.11	54.11	54.11
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.5339	0.2730	0.5350
Neutral Axis (x/d)	0.1194	0.1194	0.1194
(+) Load Combination No.	33	20	33
Moment (M_{Ed})	7.79	3.73	7.76
Factored Strength (M_{Rd})	54.11	54.11	54.11
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.1441	0.0690	0.1435
Neutral Axis (x/d)	0.1194	0.1194	0.1194
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0004	0.0004	0.0004
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0004	0.0004	0.0004

3. Shear Capacity

	END-I	MD	END-J
Load Combination No.	33	33	33
Factored Shear Force (V_{Ed})	19.77	15.64	19.80
V_{Rdc}	60.33	60.33	60.33
V_{Rds}	82.62	82.62	82.62
V_{Rdmax}	499.80	499.80	499.80
Using Shear Reinf. (A_{sw})	0.0007	0.0007	0.0007
Using Stirrups Spacing	2-P8 @150	2-P8 @150	2-P8 @150
V_{Ed} / V_{Rdc}	0.3277	0.2593	0.3282
$V_{Ed} / \min(V_{Rds}, V_{Rdmax})$	0.2393	0.1893	0.2397
Check Ratio	0.3277	0.2593	0.3282



4. Elastic Bending Moment Capacity

	END-I	MD	END-J
(-) Load Combination No.	109	100	108
Moment (M.Ed)	19.67	9.64	19.70
Elastic Strength (M.yd')	50.41	50.41	50.41
Check Ratio	0.3902	0.1913	0.3909
(+) Load Combination No.	93	93	92
Moment (M.Ed)	5.22	2.83	5.20
Elastic Strength (M.yd')	50.41	50.41	50.41
Check Ratio	0.1036	0.0562	0.1031

5. Elastic Shear Capacity

	END-I	MD	END-J
Load Combination No.	109	93	93
Factored Shear Force (V _{Ed})	14.17	10.99	14.19
V _{Rdc}	60.33	60.33	60.33
V _{Rds}	82.62	82.62	82.62
V _{Rdmax}	499.80	499.80	499.80
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0007	0.0007	0.0007
Using Stirrups Spacing	2-P8 @150	2-P8 @150	2-P8 @150
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.2348	0.1821	0.2352
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.1715	0.1330	0.1717
Check Ratio	0.2348	0.1821	0.2352



12 Dimensionamento e verifica pilastri in calcestruzzo armato

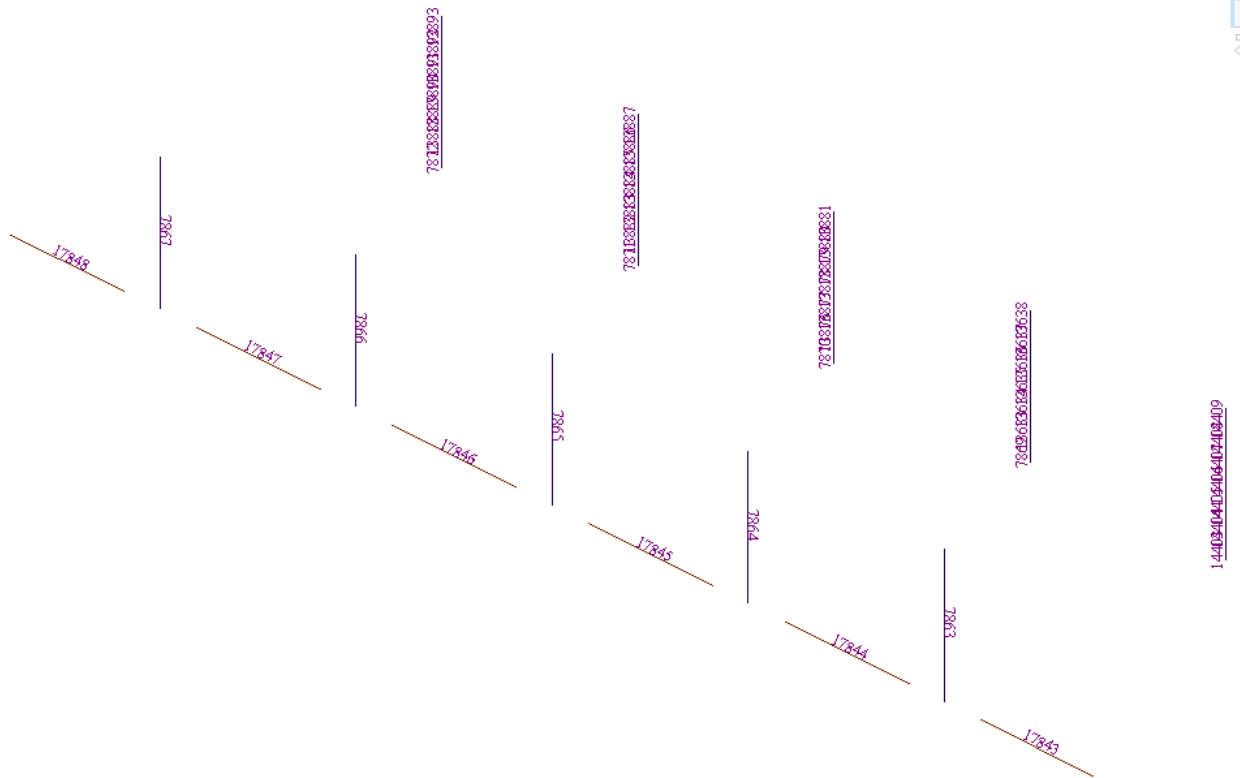


Figura 20 Numerazione pilastri

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by Member Property Results Strength Serviceability Elastic Primary Sorting Option SECT MEMB

MEMB	SEL	Section	fck	fyk	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	Uc	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
SECT		Bc Hc	Height	fyw					Rat-Uc	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid
0		R400X400	28000.0	450000	OK	18	8-3-P16(P20)	3312.40	-	383.871	114.954	7.67742	83.9585	123.926	132.456	65.2245	24	27.6730	0.330
3		0.400 0.400	3.5000	450000					-	0.565	0.569	0.552	0.330	0.223	0.318	0.645	18	42.0690	0.318

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by Member Property Results Strength Serviceability Elastic Primary Sorting Option SECT MEMB

MEMB	SEL	Section	fck	fyk	CHK	Stress Control								Crack Control							
SECT		Bc Hc	Height	fyw		LCB	sig-ct	sig-cta	sig-cc	sig-cca	sig-s	sig-sa	LCB	sig-lc	sig-lca	LCB	w_y	wa_y	LCB	w_z	wa_z
0		R400X400	28000.0	450000	OK	147	5038.28	3319.51	16391.5	16800.0	243806	360000	174	7101.21	12600.0	174	0.0001	0.0003	174	0.0000	0.0003
3		0.400 0.400	3.5000	450000																	

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m

Sorted by Member Property Results Strength Serviceability Elastic Primary Sorting Option SECT MEMB

MEMB	SEL	Section	fck	fyk	CHK	Seis. Class	LCB	M_Edy	M_Edz	Rat-My	Rat-Co m	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
SECT		Bc Hc	Height	fyw				M'ydj	M'ydz	Rat-Mz		Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid
0		R400X400	28000.0	450000	OK	N.D.	81	75.0584	5.81601	0.516	0.518	119.376	123.926	120.295	65.2245	96	27.4701	0.230
3		0.400 0.400	3.5000	450000				145.331	145.331	0.040		0.230	0.222	0.228	0.421	96	27.4711	0.228

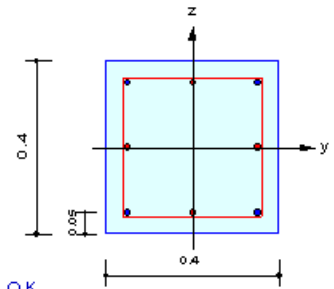
Figura 21 Schema verifica sommaria pilastri



12.1 Verifica grafica

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 7865 (PM), 7867, 7869 (Shear-y,z)
 Material Data : f_{ck} = 28000, f_{yk} = 450000, f_{yw} = 450000 KPa
 Column Height : 3.5 m
 Section Property : R400X400 (No : 3)
 Rebar Pattern : 8 - 3 - P16(P20) Ast = 0.00206088 m² (R_host = 0.013)

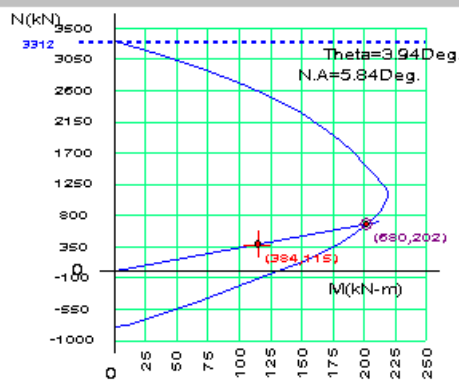


2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 18 (Pos : J)

Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 3312.40 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 383.871 / 679.932 = 0.565 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 115.210 / 202.498 = 0.569 < 1.000 O.K
 M_{Edy} / M_{Rdy} = 114.954 / 202.020 = 0.569 < 1.000 O.K
 M_{Edz} / M_{Rdz} = 7.57742 / 13.9087 = 0.552 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
3312.40	0.00
2905.25	72.86
2481.12	128.64
2077.34	166.78
1704.03	192.19
1384.56	208.82
1193.35	217.39
1057.78	219.45
855.78	212.54
555.00	194.22
178.60	155.01
-421.36	68.58
-806.43	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 33, POS : J)	z (LCB : 24, POS : J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	6.76968 kN	27.6730 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	6.76968 / 134.038 = 0.051	27.6730 / 83.9585 = 0.330
V _{Ed} / V _{Rds}	6.76968 / 123.926 = 0.055	27.6730 / 123.926 = 0.223
V _{Ed} / V _{Rdmax}	6.76968 / 499.800 = 0.014	27.6730 / 499.800 = 0.055
Shear Ratio	0.051 < 1.000 O.K	0.330 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00101 m ² /m, 2-P8 @100	0.00101 m ² /m, 2-P8 @100

[MIDDLE]	y (LCB : 33, POS : 1/2)	z (LCB : 18, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	6.76968 kN	42.0690 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	6.76968 / 135.232 = 0.050	42.0690 / 132.456 = 0.318
V _{Ed} / V _{Rds}	6.76968 / 65.2245 = 0.104	42.0690 / 65.2245 = 0.645
V _{Ed} / V _{Rdmax}	6.76968 / 499.800 = 0.014	42.0690 / 499.800 = 0.084
Shear Ratio	0.050 < 1.000 O.K	0.318 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00053 m ² /m, 2-P8 @190	0.00053 m ² /m, 2-P8 @190

4. Elastic Bending Moment Capacity

	y (LCB : 81, POS : J)	z (LCB : 81, POS : J)
Moment (M _{Ed})	75.0584 kN-m	5.81601 kN-m
Elastic Strength (M _{yd})	145.331 kN-m	145.331 kN-m
Check Ratio	0.516 < 1.000 O.K	0.040 < 1.000 O.K
Check Combined Ratio (sqrt((M _{Edy} /M _{yd}) ² + (M _{Edz} /M _{yd}) ²))		0.518 < 1.000 O.K

5. Elastic Shear Capacity

[END]	y (LCB : 81, POS : J)	z (LCB : 96, POS : J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	4.81480 kN	27.4701 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	4.81480 / 109.770 = 0.044	27.4701 / 119.376 = 0.230
V _{Ed} / V _{Rds}	4.81480 / 123.926 = 0.039	27.4701 / 123.926 = 0.222
V _{Ed} / V _{Rdmax}	4.81480 / 499.800 = 0.010	27.4701 / 499.800 = 0.055
Shear Ratio	0.044 < 1.000 O.K	0.230 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00101 m ² /m, 2-P8 @100	0.00101 m ² /m, 2-P8 @100

13 Dimensionamento e verifica fondazioni

L'armatura base delle fondazioni è costituita da 1+1F12/20 incrociata superiore ed inferiore. Di seguito si indicano le armature previste dal calcolo (le armature effettivamente disposte saranno superiori o uguali a quelle indicate):

13.1 Verifiche allo SLU

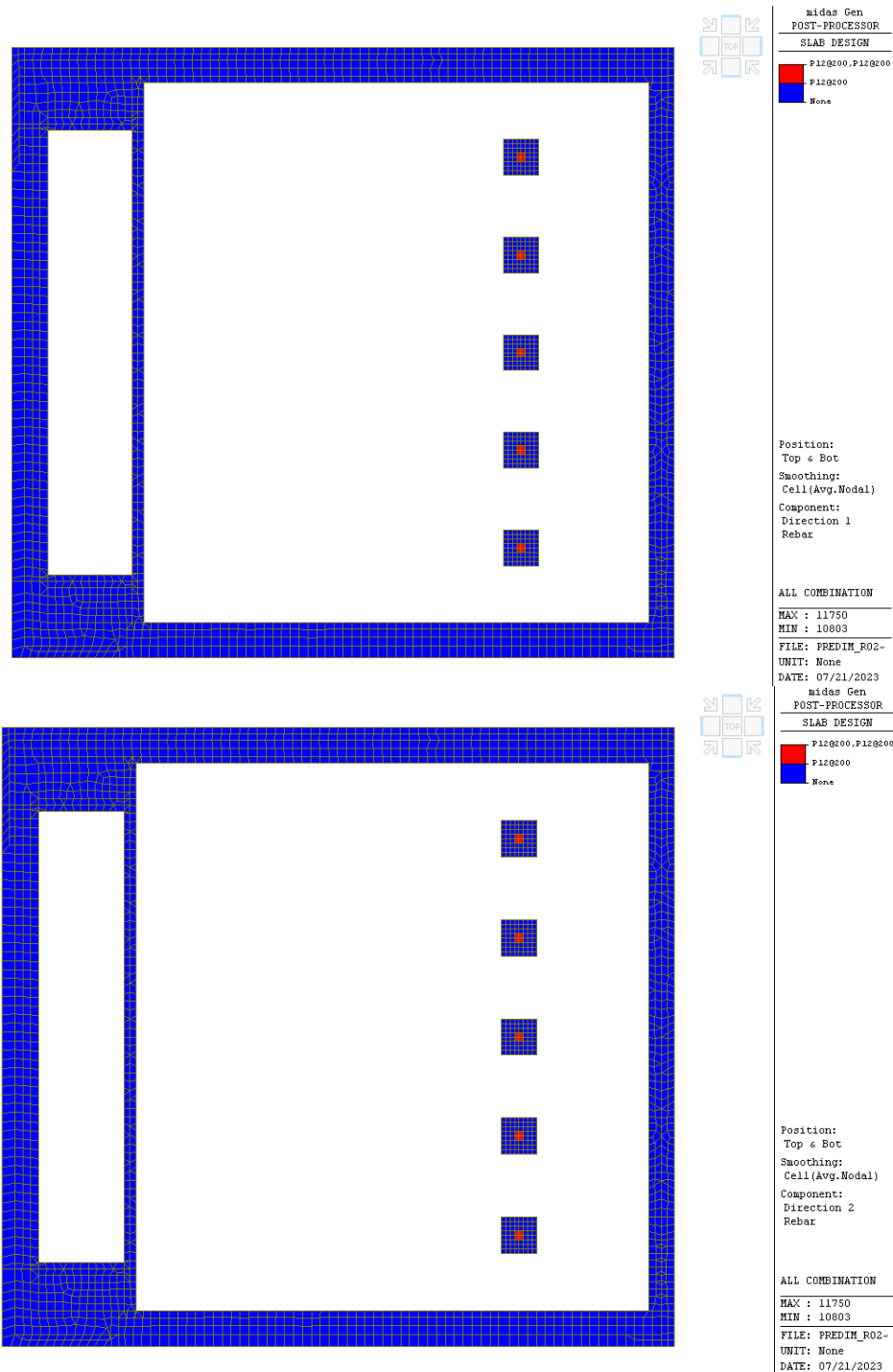


Figura 22 Schema armatura inferiore e superiore direzione 1 (X) e 2 (Y)

1.3.1.1 Verifiche

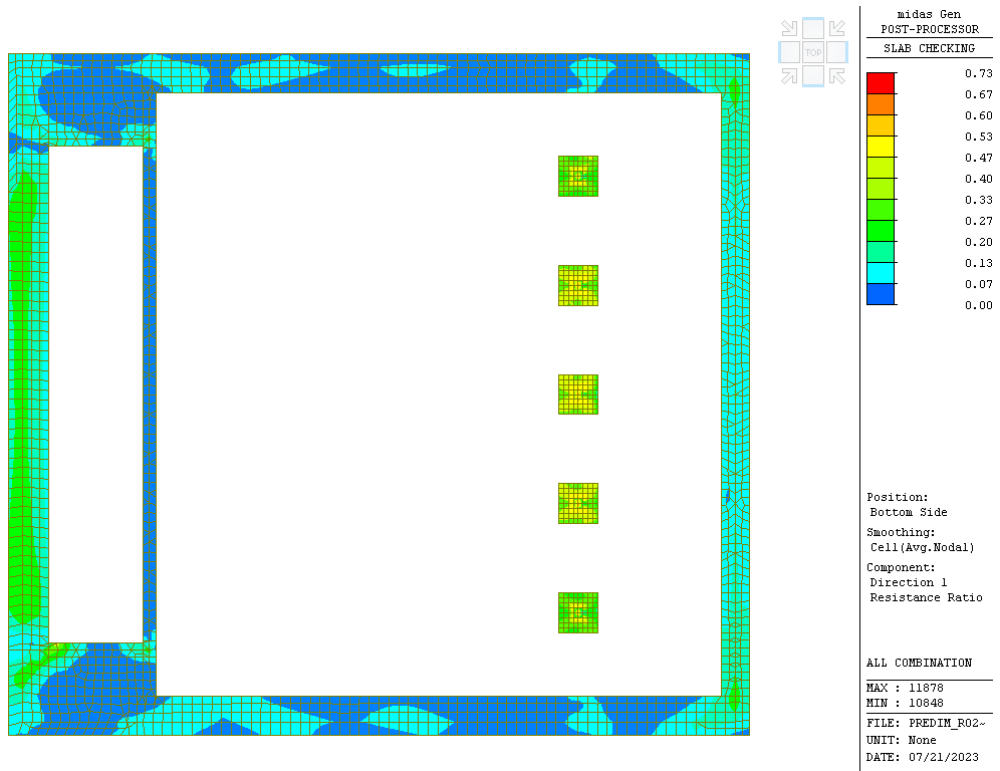


Figura 23 Verifica armatura superiore ed inferiore in direzione X

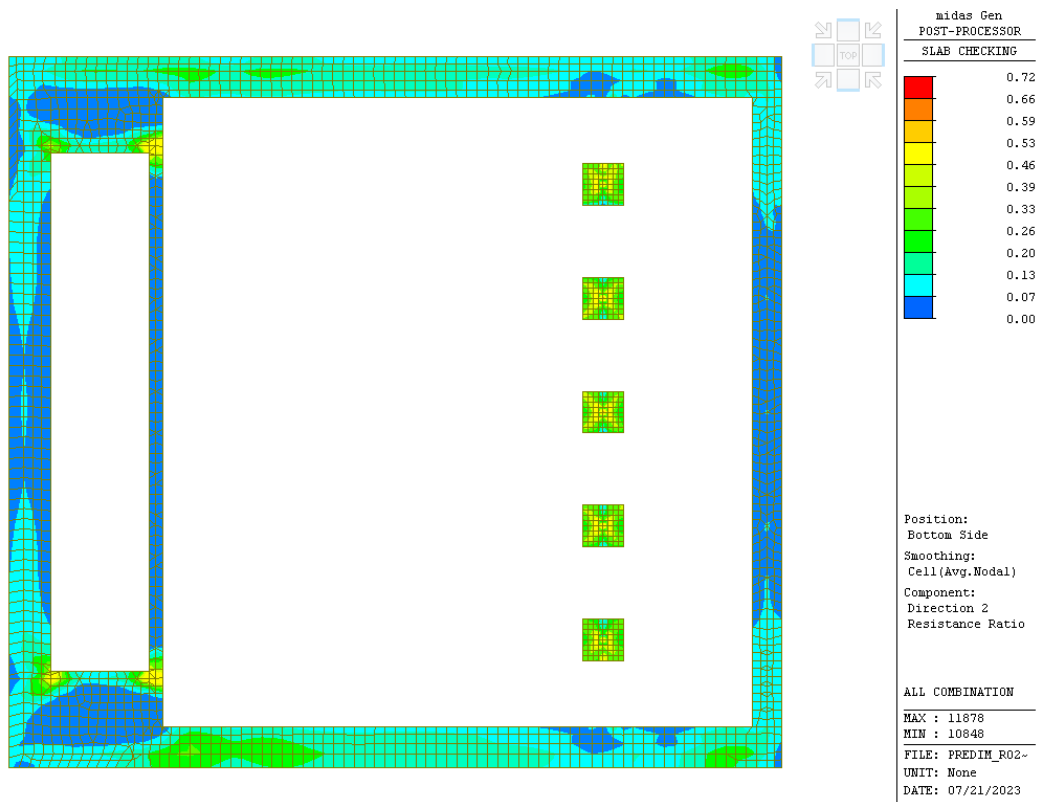


Figura 24 Verifica superiore ed inferiore in direzione in direzione Y

13.2 Verifica a punzonamento



Figura 25 Verifica a punzonamento

I plinti di fondazione non necessitano di specifica armatura anti punzonamento (indice inferiore a 1).

14 Dimensionamento e verifica muri di contenimento

I muri di perimetro presentano spessore di 30 cm e risultano armati con armature verticali F16/20 e ripartitori F10/20.

Di seguito si indicano le armature previste dal calcolo (le armature effettivamente disposte saranno superiori o uguali a quelle indicate):



14.1 Verifiche allo SLU

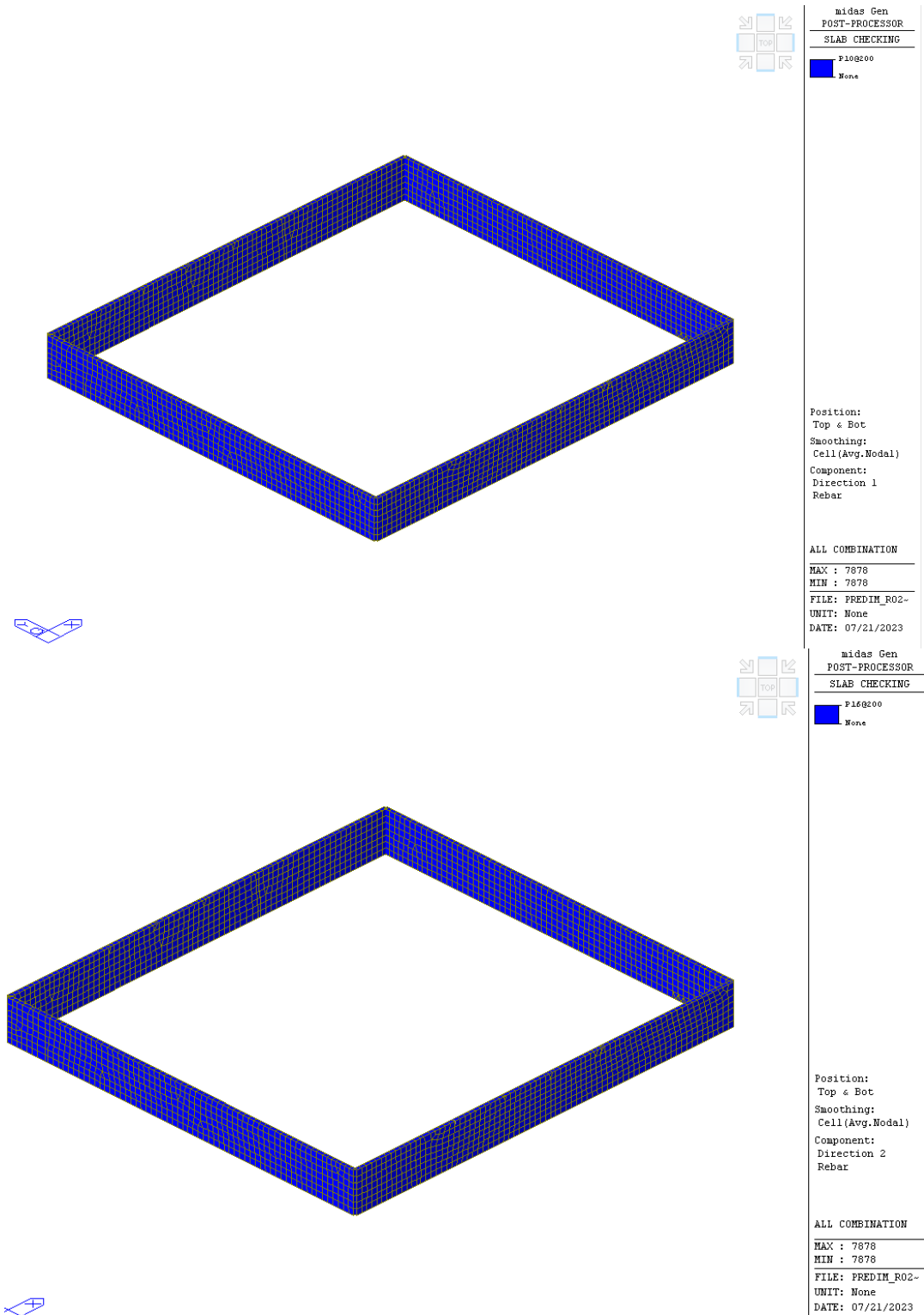


Figura 26 Schema armatura inferiore e superiore direzione verticale



14.1.1 Verifiche

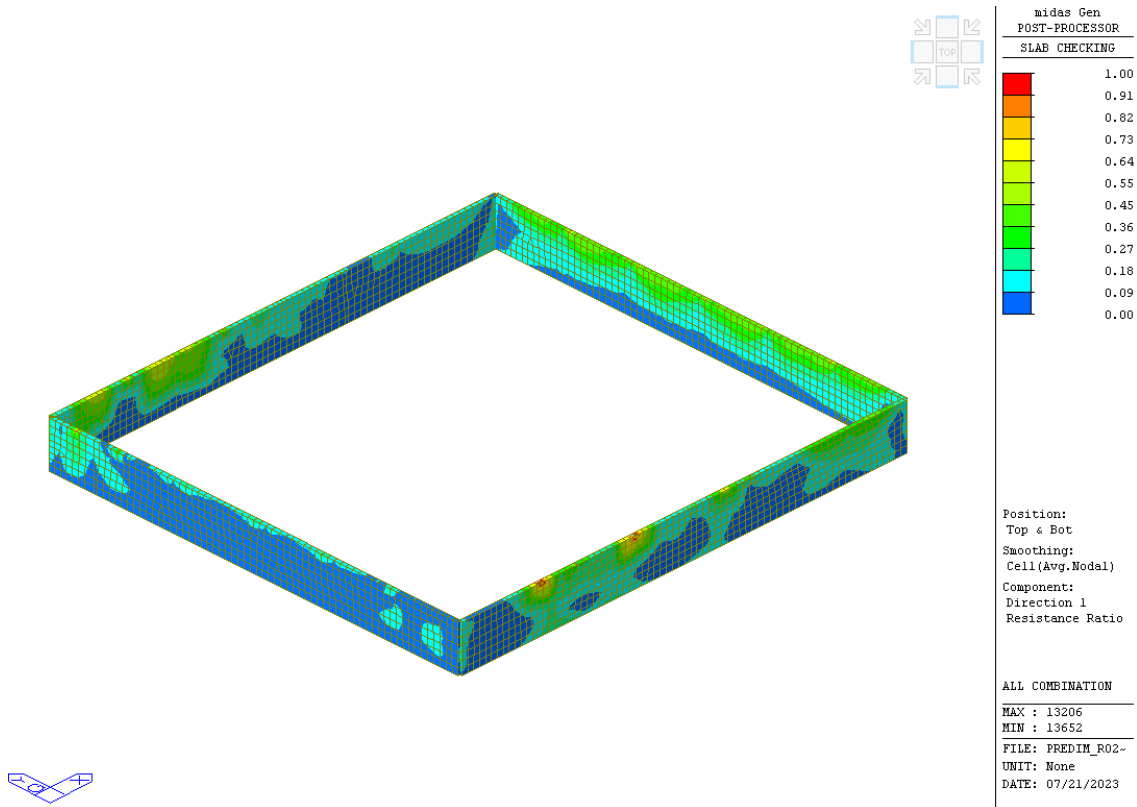


Figura 27 Verifica armatura superiore ed inferiore orizzontale

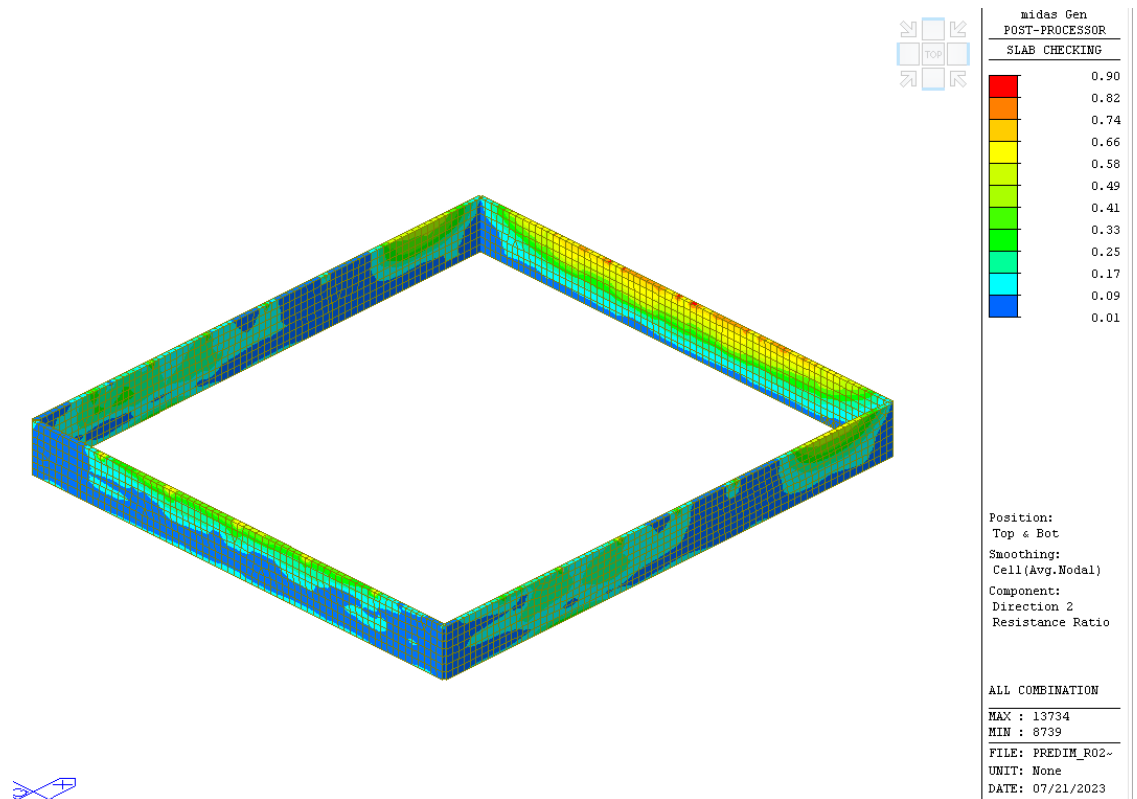


Figura 28 Verifica superiore ed inferiore in direzione in direzione verticale

15 Dimensionamento e verifica impalcato copertura zona servizi e tribune

L'armatura base è costituita da 1+1F12/20 incrociata superiore ed inferiore. Di seguito si indicano le armature previste dal calcolo (le armature effettivamente disposte saranno superiori o uguali a quelle indicate):

15.1 Verifiche allo SLU

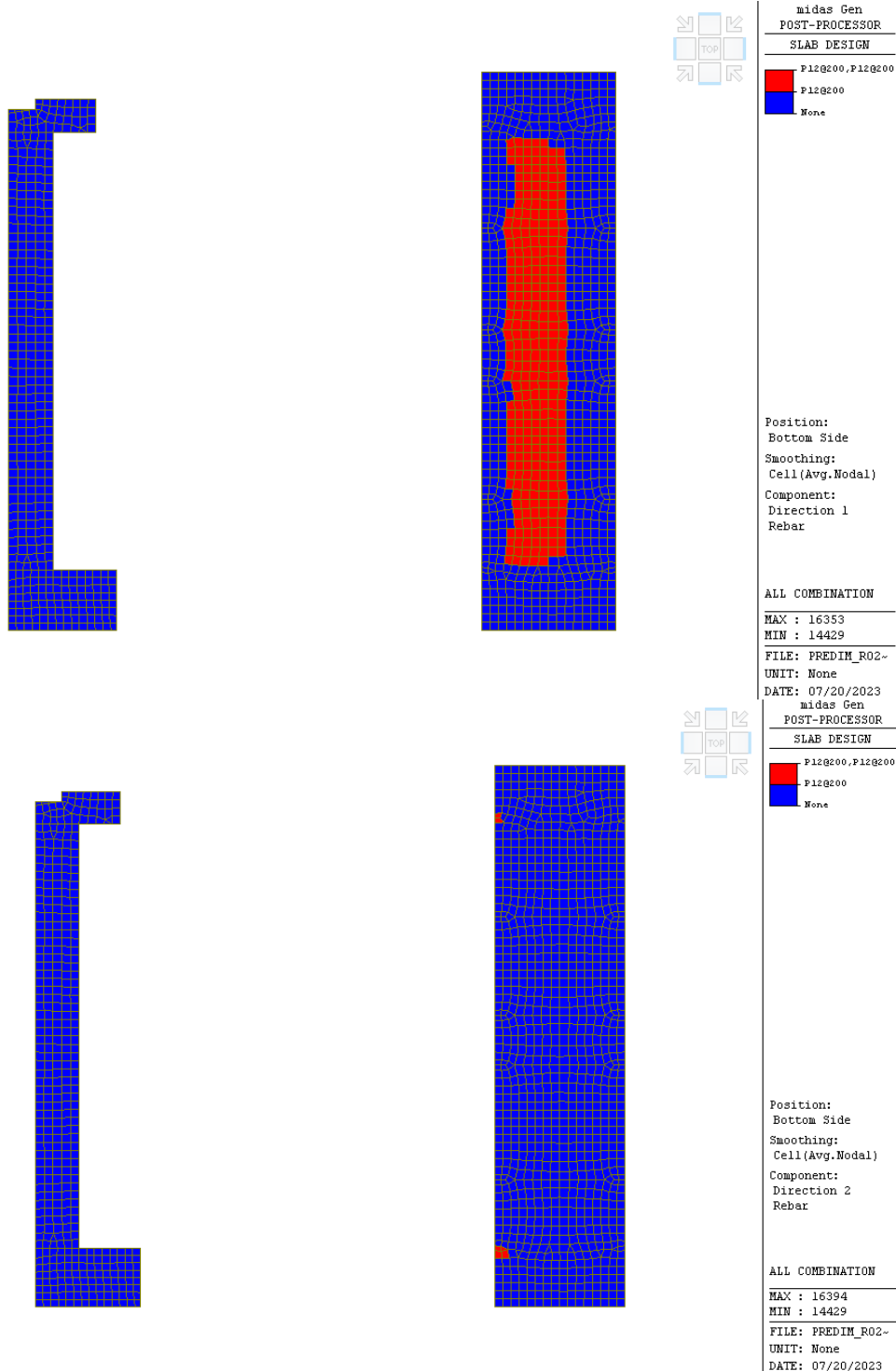


Figura 29 Schema armatura inferiore direzione 1 (X) e 2 (Y)

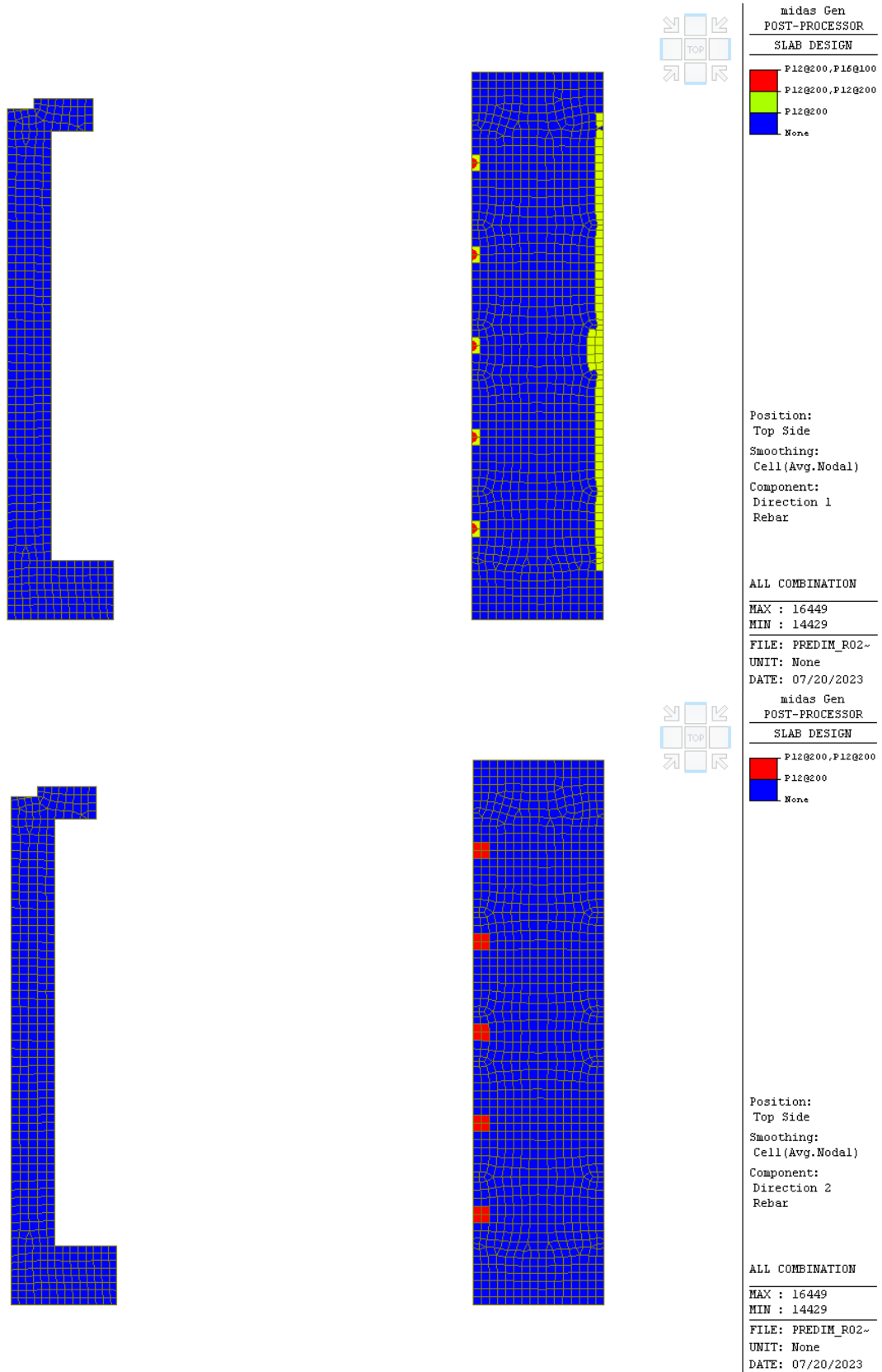


Figura 30 Schema armatura superiore in direzione 1 (X) e 2 (Y)

15.1.1 Verifiche

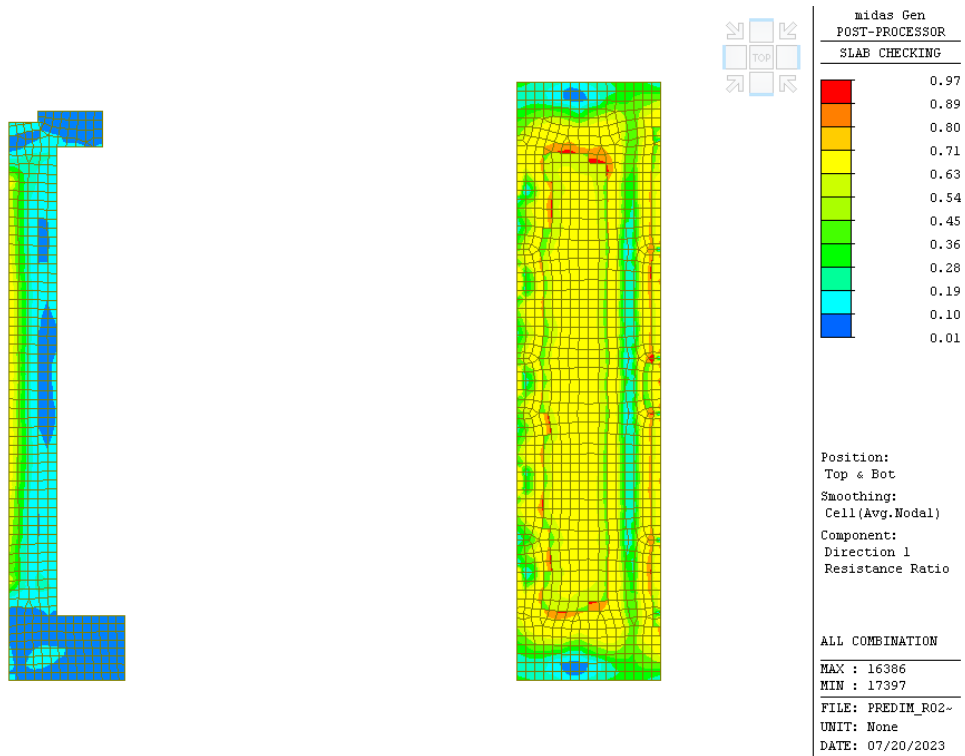


Figura 31 Verifica armatura superiore ed inferiore in direzione X

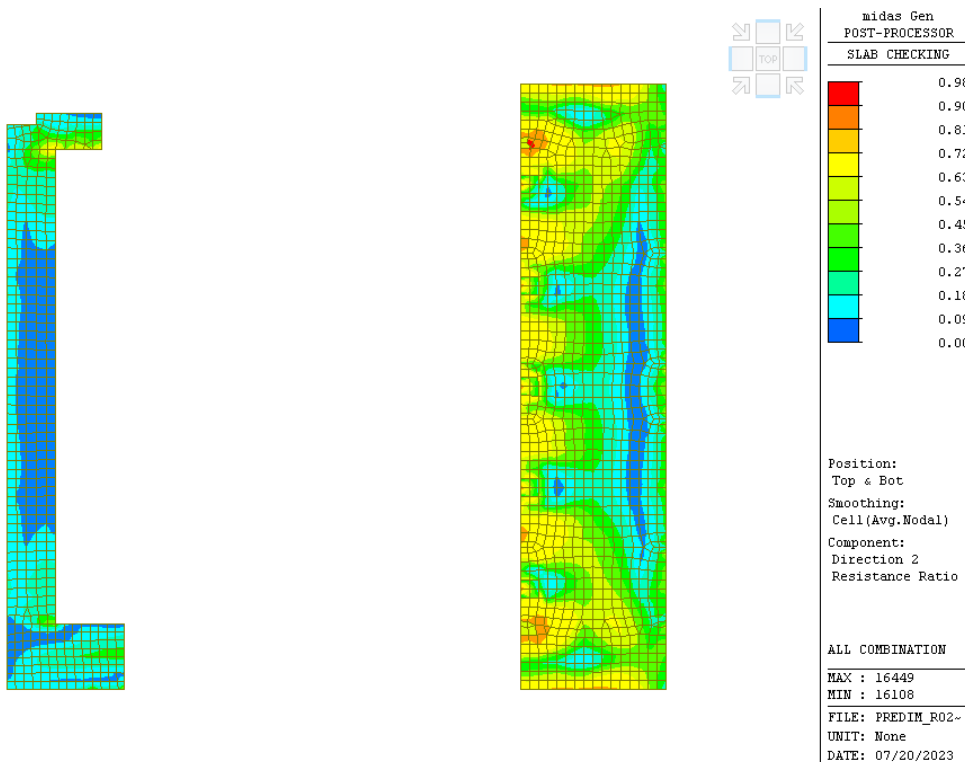


Figura 32 Verifica superiore ed inferiore in direzione in direzione Y

15.2 Verifica a punzonamento

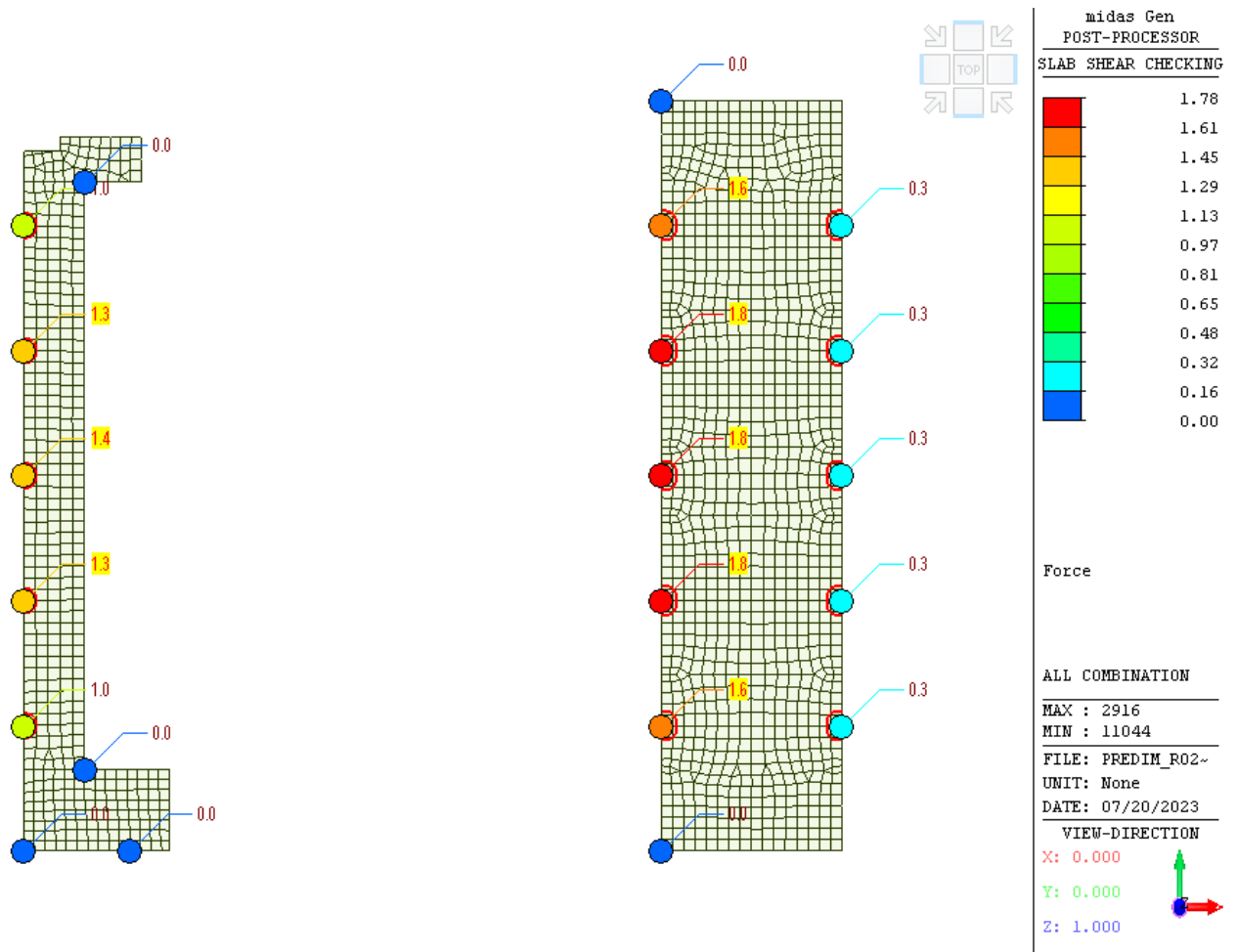


Figura 33 Verifica a punzonamento

Per i pilastri che necessitano di armatura anti punzonamento (indice superiore a 1) si è proceduto al dimensionamento mediante chiodi antipunzonamento certificati.

[[[*]]] PUNCHING CHECK MAXIMUM RESULT DATA BY FORCE : DOMAIN 4-solaiol.

midas Gen - RC-Slab Shear Checking [Eurocode2:04 & NTC2018] Gen 2023

[[[*]]] PUNCHING CHECK MAXIMUM RESULT DATA BY FORCE : DOMAIN 36-servizi.

--. Information of Parameters.

Elem No. : 7864
LCB No. : 26
Materials : fck = 28000.0000 KPa.
Thickness : 0.2600 m.
Covering : dB = 0.0420 m.
 dT = 0.0420 m.

--. Information of Checking.

V_Ed = 271.5173 kN.
u1 = 2.1658 m.
u1' = 2.1658 m.
u0 = 1.6000 m.
d = 0.2180 m.
M_Edy = 108.7702 kN-m.

**Relazione calcoli statici nuova palestra**

```
M_Edz = 0.5365 kN-m.
ey = M_Edy/V_Ed = 0.4006 m.
ez = M_Edz/V_Ed = 0.0020 m.
c1 = 0.4000 m.
c2 = 0.4000 m.
by = c1 + 4*d = 1.2720 m.
bz = c2 + 4*d = 1.2720 m.
Beta = 1 + 1.8*sqrt((ey/bz)^2 + (ez/by)^2) = 1.5669
Beta*V_Ed = 425.4393 kN.

-. Basic control perimeter
rholy = 0.0025
rholz = 0.0027
rhol = min[ sqrt(rholy*rholz), 0.02 ] = 0.0026
K = min[ 1+(200/d)^0.5, 2.0 ] = 1.958 (d in mm)
gamma_c = 1.500
V_Rd,c = max[ 0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rhol*fck)^1/3 ]*u1*d
= 239.5457 kN.

RatV = Beta*V_Ed / V_Rd,c = 1.776 > 1.0 ---> Not Acceptable !!!
(Need Vertical Reinforcements.)
fywd = 391304.3478 KPa.
fywd_ef = min[ 250+0.25*d, fywd ] = 304500.0000 KPa.
kmax = 1.5
Asw/sr = min[ Beta*V_Ed-0.75*V_Rd,c, kmax*V_Rd,c ] / (1.5*d*fywd_ef)
= 0.0025 m^2/m. ( 0.0025 m^2/m.)
(Calculating the outermost perimeter of shear reinforcement.)
uout,ef = Beta*V_Ed/(V_Rd,c/u1) = 3.8466 m.

-. Column face
alpha_cc = 0.8500
gamma_c = 1.5000
fcd = alpha_cc*fck/gamma_c = 1.5867e+04 KPa.
Nu = 0.5000 (fck <= 70MPa)
V_Rd,max = 0.4*Nu*fcd*u0*d = 1106.8587 kN.
Beta*V_Ed/V_Rd,max = 0.384 < 1.0 ---> OK !
```

16 Dimensionamento e verifica struttura in carpenteria metallica

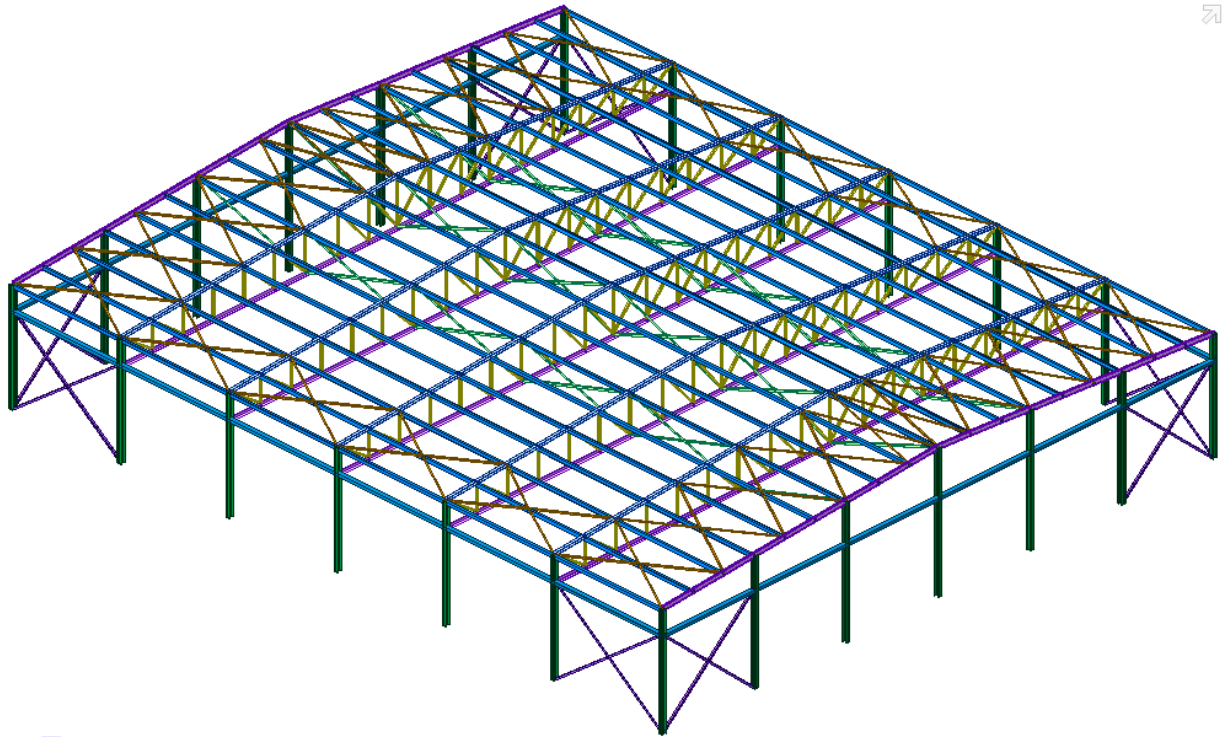


Figura 34 Schema struttura metallica

Si procede alla verifica per tipologia di profilo.

16.1 Colonne HEA 200

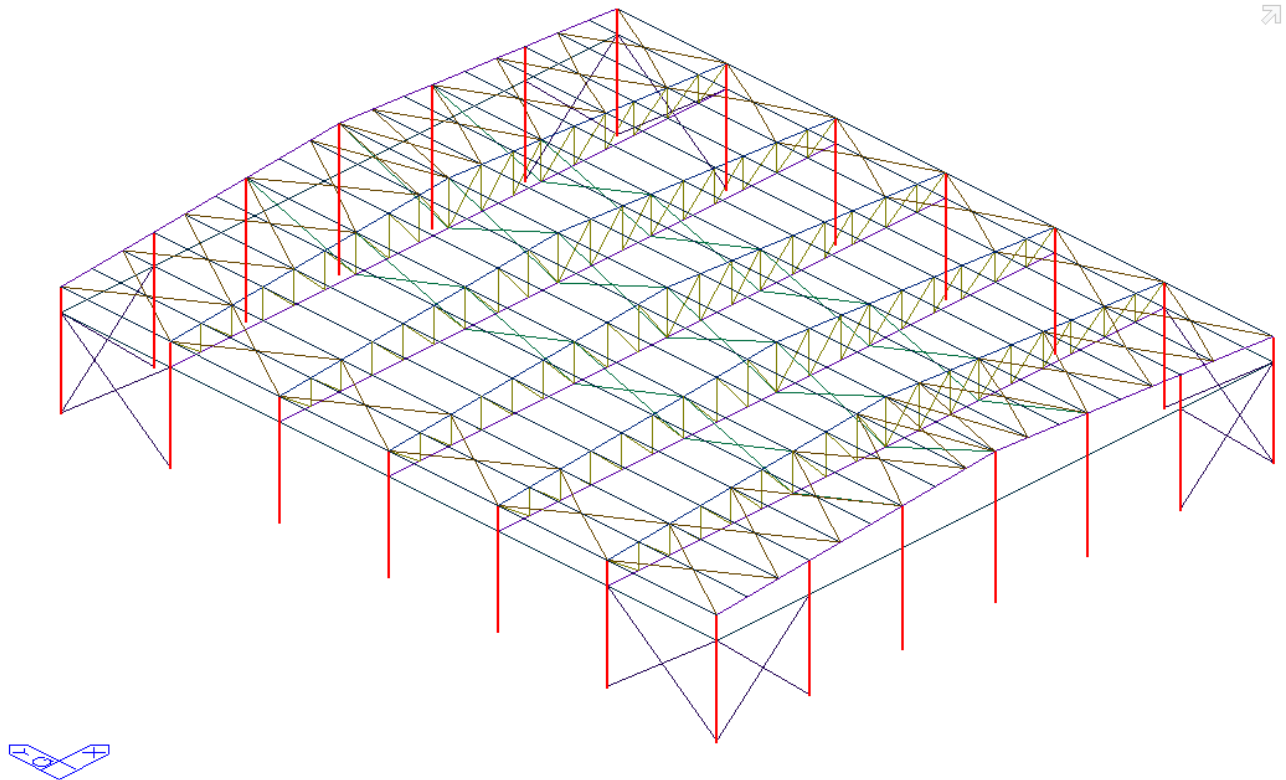


Figura 35 Schema posizione profili

Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Change... Update... SECT MEMB

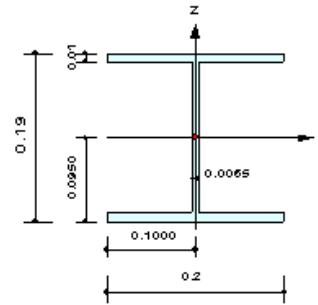
CH	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	7213	20	□	HEA200		65	5.17809	1.05809	1.000	0.850	-104.52	-0.0657	-0.0657	24.2871	-18.683	-1.6461	-	0.00219
	0.414	0.100		S355	355000		1.05809	1.05809	1.000	0.850	1818.95	0.00000	145.381	68.2261	834.477	352.335	-	0.00353

Figura 36 Verifica sintetica



1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 7213
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name HEA200 (No:20)
 (Rolled : HEA200).
 Member Length : 5.17809



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -104.52 (LCB: 65, POS:J)
 Bending Moments My = -0.0657, Mz = 24.2871
 End Moments Myi = -1.4213, Myj = -0.0657 (for Lb)
 Myi = -1.4213, Myj = -0.0657 (for Ly)
 Mzi = 4.51924, Mzj = 24.2871 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 18.7347 (LCB: 57, POS:J)
 Fzz = 35.1248 (LCB: 36, POS:I)

Depth	0.19000	Web Thick	0.00650
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01000
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01000
Area	0.00538	Asz	0.00123
Qyb	0.03130	Qzb	0.00500
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.09500
Wely	0.00039	Welz	0.00013
ry	0.05280	rz	0.04950

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.05809, Lz = 1.05809, Lb = 1.05809
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors CmY = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 82.7 < 200.0 \text{ (Memb:7213, LCB: 65)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 104.52/1818.95 = 0.057 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.066/145.381 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 24.2871/68.2261 = 0.356 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

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

$$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$Rc.LT1 = N_{Ed}/(\chi_{iy} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$Rb.LT1 = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (\chi_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$Rc.LT2 = N_{Ed}/(\chi_{iz} \cdot A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$Rb.LT2 = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (\chi_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM), \text{MAX}(Rc.LT1 + Rb.LT1, Rc.LT2 + Rb.LT2)] = 0.414 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.022 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.100 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

5. Deflection Checking Results

$$L/300.0 = 0.0035 > 0.0022 \text{ (Memb:7306, LCB: 116, Dir:X)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Figura 37 Verifica grafica



Verifica analitica elemento maggiormente sollecitato

midas Gen - Steel Code Checking [Eurocode3:05] Gen 2023
=====

```

*. PROJECT      :
*. MEMBER NO    =    7213,  ELEMENT TYPE = Beam
*. LOADCOMB NO =    65,  MATERIAL NO  =    1,  SECTION NO  =    20
*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = HEA200
Shape      = I - Section. (Rolled)
Depth     =    0.190,  Top F Width =    0.200,  Bot.F Width =    0.200
Web Thick =    0.006,  Top F Thick =    0.010,  Bot.F Thick =    0.010

Area = 5.38000e-03,  Avy = 4.27500e-03,  Avz = 1.80500e-03
Ybar = 1.00000e-01,  Zbar = 9.50000e-02,  Qyb = 3.13048e-02,  Qzb = 5.00000e-03
Wely = 3.89000e-04,  Welz = 1.34000e-04,  Wply = 4.30000e-04,  Wplz = 2.01796e-04
Iyy = 3.69000e-05,  Izz = 1.34000e-05,  Iyz = 0.00000e+00
iy = 8.28000e-02,  iz = 4.98000e-02
J = 1.49811e-07,  Cwp = 1.08000e-07

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
Ly = 1.05809e+00,  Lz = 1.05809e+00,  Lb = 1.05809e+00
Ky = 1.00000e+00,  Kz = 1.00000e+00

*. MATERIAL PROPERTIES :
Fy = 3.55000e+05,  Es = 2.10000e+08,  MATERIAL NAME = S355

*. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :
Axial Force      Fxx = -1.04523e+02
Shear Forces     Fyy = -1.86826e+01,  Fzz = -1.40120e+00
Bending Moments   My = -6.57038e-02,  Mz = 2.42871e+01
End Moments       Myi = -1.42127e+00,  Myj = -6.57038e-02 (for Lb)
                 Myi = -1.42127e+00,  Myj = -6.57038e-02 (for Ly)
                 Mzi = 4.51924e+00,  Mzj = 2.42871e+01 (for Lz)

*. Sign conventions for stress and axial force.
- Stress : Compression positive.
- Axial force: Tension positive.

```

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.
-. Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-TOP FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of compression outstand flanges.
[Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5]
-. e = SQRT(235/fy) = 0.81
-. b/t = BTR = 7.88
-. sigma1 = 139630.059 KPa.
-. sigma2 = 44850.672 KPa.
-. BTR < 10*e (Class 2 : Compact).

=====
[[[*]]] CLASSIFY LEFT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

(). Determine classification of tension outstand flanges.
-. Not Checking the Section Classification.

=====
[[[*]]] CLASSIFY RIGHT-BOTTOM FLANGE OF SECTION (BTR).
=====

**Relazione calcoli statici nuova palestra**

```
( ). Determine classification of compression outstand flanges.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 2 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) =    0.81
-. b/t    = BTR =      7.88
-. sigma1 = 139935.658 KPa.
-. sigma2 =  45156.272 KPa.
-. BTR < 10*e  ( Class 2 : Compact ).
```

```
=====  
[[[*]]] CLASSIFY WEB OF SECTION (HTR).  
=====
```

```
( ). Determine classification of compression Internal Parts.
[ Eurocode3:05 Table 5.2 (Sheet 1 of 3), EN 1993-1-5 ]
-. e      = SQRT( 235/fy ) =    0.81
-. d/t    = HTR =     20.62
-. sigma1 = 19535.846 KPa.
-. sigma2 = 19320.318 KPa.
-. HTR < 33*e  ( Class 1 : Plastic ).
```

```
=====  
[[[*]]] APPLIED FACTORS.  
=====
```

```
( ). Calculate equivalent uniform moment factors (Cmy,Cmz,CmLT).
[ Eurocode3:05 Annex A. Table A.1, A.2 ]
-. Cmy,0  = 0.800
-. Cmz,0  = 0.829
-. Cmy (Default or User Defined Value) = 0.850
-. Cmz (Default or User Defined Value) = 0.850
-. CmLT (Default or User Defined Value) = 1.000
( ). Partial Factors (Gamma_Mi).
[ Eurocode3:05 6.1 ]
-. Gamma_M0 = 1.05
-. Gamma_M1 = 1.05
-. Gamma_M2 = 1.25
```

```
=====  
[[[*]]] CHECK AXIAL RESISTANCE.  
=====
```

```
( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/i).
-. Kl/i = 21.2 < 200.0 ---> O.K.

( ). Calculate axial compressive resistance (Nc_Rd).
[ Eurocode3:05 6.1, 6.2.4 ]
-. Nc_Rd = fy * Area / Gamma_M0 = 1818.95 kN.

( ). Check ratio of axial resistance (N_Ed/Nc_Rd).
   N_Ed      104.52
-. ----- = ----- = 0.057 < 1.000 ---> O.K.
   Nc_Rd     1818.95

( ). Calculate buckling resistance of compression member (Nb_Rdy, Nb_Rdz).
[ Eurocode3:05 6.3.1.1, 6.3.1.2 ]
-. Beta_A = Aeff / Area = 1.000
-. Lambda1 = Pi * SQRT(Es/fy) = 76.409
-. Lambda_by = {(Ky*Ly/iy)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 0.167
-. Ncry = Pi^2*Es*Iyy / (Ky*Ly)^2 = 68312.40 kN.
-. Lambda_by < 0.2 or N_Ed/Ncry < 0.04 --> No need to check.

-. Lambda_bz = {(Kz*Lz/iz)/Lambda1} * SQRT(Beta_A) = 0.278
-. Ncrz = Pi^2*Es*Izz / (Kz*Lz)^2 = 24807.21 kN.
-. Lambda_bz < 0.2 or N_Ed/Ncrz < 0.04 --> No need to check.
```

```
=====  
[[[*]]] CHECK SHEAR RESISTANCE.  
=====
```

```
( ). Calculate shear area.
[ Eurocode3:05 6.2.6, EN1993-1-5:04 5.1 NOTE 2 ]
-. eta = 1.2 (Fy < 460 MPa.)
```



Relazione calcoli statici nuova palestra

```

-. r      =      0.0180 m.
-. Avy    = Area - hw*tw          =      0.0043 m^2.
-. Avz1   = eta*hw*tw            =      0.0013 m^2.
-. Avz2   = Area - 2*B*tf + (tw + 2*r)*tf =      0.0018 m^2.
-. Avz    = MAX[ Avz1, Avz2 ]    =      0.0018 m^2.

```

(). Calculate plastic shear resistance in local-y direction (Vpl_Rdy).
[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

```
-. Vpl_Rdy = [ Avy*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 =      834.48 kN.
```

(). Check ratio of shear resistance (V_Edy/Vpl_Rdy).

(LCB = 57, POS = J)

```
-. Applied shear force : V_Edy =      18.73 kN.
```

```
-. V_Edy =      18.73
```

```
-. ----- = ----- = 0.022 < 1.000 ---> O.K.
Vpl_Rdy      834.48
```

(). Calculate plastic shear resistance in local-z direction (Vpl_Rdz).

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.6]

```
-. Vpl_Rdz = [ Avz*fy/SQRT(3) ] / Gamma_M0 =      352.33 kN.
```

(). Shear Buckling Check.

[Eurocode3:05 6.2.6]

```
-. HTR < 72*e/Eta ---> No need to check!
```

(). Check ratio of shear resistance (V_Edz/Vpl_Rdz).

(LCB = 36, POS = I)

```
-. Applied shear force : V_Edz =      35.12 kN.
```

```
-. V_Edz =      35.12
```

```
-. ----- = ----- = 0.100 < 1.000 ---> O.K.
Vpl_Rdz      352.33
```

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MAJOR AXIS.

(). Calculate plastic resistance moment about major axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

```
-. Wply =      0.0004 m^3.
```

```
-. Mc_Rdy = Wply * fy / Gamma_M0 =      145.38 kN-m.
```

(). Check ratio of moment resistance (M_Edy/Mc_Rdy).

```
-. M_Edy =      0.07
```

```
-. ----- = ----- = 4.519e-04 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdy      145.38
```

[[[*]]] CHECK BENDING MOMENT RESISTANCE ABOUT MINOR AXIS.

(). Calculate plastic resistance moment about minor axis.

[Eurocode3:05 6.1, 6.2.5]

```
-. Wplz =      0.0002 m^3.
```

```
-. Mc_Rdz = Wplz * fy / Gamma_M0 =      68.23 kN-m.
```

(). Check ratio of moment resistance (M_Edz/Mc_Rdz).

```
-. M_Edz =      24.29
```

```
-. ----- = ----- = 0.356 < 1.000 ---> O.K.
Mc_Rdz      68.23
```

[[[*]]] CHECK LATERAL-TORSIONAL BUCKLING RESISTANCE.

(). Calculate lateral-torsional buckling resistance (Mb_Rd).

[Eurocode3:05 6.1, 6.3.2]

```
-. Por =      0.300
```

```
-. Gs = Es / [ 2*(1+Por) ] = 80769230.769 KPa.
```

```
-. Ncr = Pi^2*Es*Izz / Lu^2 =      24807.21 kN.
```

```
-. psi =      0.046
```

```
-. C1 =      1.821
```

```
-. Mcr = C1 * Ncr * SQRT [ (Cwp/Izz) + (Gs*Ixx)/Ncr ] =      4175.45 kN-m.
```

```
-. Lambda_LT_bar = SQRT [ Wply*fy / Mcr ] =      0.191
```



Relazione calcoli statici nuova palestra

```

-. Lambda_LT_bar0 = 0.400

-. Lambda_LT_bar = 0.191 < Lambda_LT_bar0 = 0.400
-. M_Ed/Mcr = 1.574e-05 < Lambda_LT_bar0^2 = 0.160
If Lambda_LT_bar < Lambda_LT_bar0 or M_Ed/Mcr < Lambda_LT_bar0^2,
No allowance for lateral-torsional buckling necessary.

```

=====
[[[*]]] CHECK INTERACTION OF COMBINED RESISTANCE.
=====

```

( ). Calculate Major reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edz / Vpl_Rdz < 0.5
-. My_Rd = Mc_Rdy = 145.38 kN-m.

```

```

( ). Calculate Minor reduced design resistance of bending and shear.
[ Eurocode3:05 6.2.8 (6.30) ]
-. In case of V_Edy / Vpl_Rdy < 0.5
-. Mz_Rd = Mc_Rdz = 68.23 kN-m.

```

```

( ). Check general interaction ratio.
[ Eurocode3:05 6.2.1 (6.2) ] - Class1 or Class2
-. Rmax1 = N_Ed / N_Rd + M_Edy / My_Rd + M_Edz / Mz_Rd
          = 0.414 < 1.000 ---> O.K.

```

```

( ). Check interaction ratio of bending and axial force member.
[ Eurocode3:05 6.2.9 (6.31 ~ 6.41) ] - Class1 or Class2
-. n = N_Ed / Npl_Rd = 0.057
-. a = MIN[ (Area-2b*tf)/Area, 0.5 ] = 0.257
-. Alpha = 2.000
-. Beta = MAX[ 5*n, 1.0 ] = 1.000
-. N_Ed < 0.25*Npl_Rd = 454.74 kN.
-. N_Ed < 0.5*hw*tw*fy/Gamma_M0 = 186.80 kN.
Therefore, No allowance for the effect of axial force.
-. Mny_Rd = Mply_Rd = 145.38 kN-m.
-. Rmaxy = M_Edy / Mny_Rd = 4.519e-04 < 1.000 ---> O.K.

```

```

-. N_Ed < hw*tw*fy/Gamma_M0 = 574.76 kN.
Therefore, No allowance for the effect of axial force.
-. Mnz_Rd = Mplz_Rd = 68.23 kN-m.
-. Rmaxz = M_Edz / Mnz_Rd = 0.356 < 1.000 ---> O.K.

```

```

-. Rmax2 = [ | M_Edy | ^ (Alpha) | M_Edz | ^ (Beta) ]
          [ |-----| + |-----| ]
          [ | Mny_Rd | | Mnz_Rd | ]
          = 0.356 < 1.000 ---> O.K.

```

```

( ). Check interaction ratio of bending and axial compression member.
[ Eurocode3:05 6.3.1, 6.2.9.3 (6.61, 6.62), Annex A ]

```

```

-. N_Ed = -104.52 kN.
-. M_Edy = -0.07 kN-m.
-. M_Edz = 24.29 kN-m.
-. kyy = 0.843
-. kyz = 0.566
-. kzy = 0.435
-. kzz = 0.814
-. Xiy = 1.000
-. Xiz = 1.000
-. XiLT = 1.000
-. N_Rk = A*fy = 1909.90 kN.
-. My_Rk = Wply*fy = 152.65 kN-m.
-. Mz_Rk = Wplz*fy = 71.64 kN-m.
-. N_Ed*eNy = 0.0 (Not Slender)
-. N_Ed*eNZ = 0.0 (Not Slender)

```

```

N_Ed*eNz
-
-. Rmax_LT1 = N_Ed / N_Rk + M_Edy + N_Ed*eNy / My_Rk + kyz * M_Edz +
              Xiy*N_Rk/Gamma_M1 + XiLT*My_Rk/Gamma_M1 + Mz_Rk/Gamma_M1
              = 0.259 < 1.000 ---> O.K.

```



Relazione calcoli statici nuova palestra

```

N_Ed*eNz
          N_Ed
          M_Edy + N_Ed*eNy
          M_Edz +
-. Rmax_LT2 = ----- + kzy * ----- + kzz * -----
-
          Xiz*N_Rk/Gamma_M1      XiLT*My_Rk/Gamma_M1      Mz_Rk/Gamma_M1
          = 0.347 < 1.000 ---> O.K.

-. Rmax = MAX[ MAX(Rmax1, Rmax2), MAX(Rmax_LT1, Rmax_LT2) ] = 0.414 < 1.000 -
--> O.K.
=====
[[[*]]] CHECK DEFLECTION.
=====

( ). Compute Maximum Deflection.
-. LCB      = 116
-. DAF      = 1.000 (Deflection Amplification Factor).
-. Def      = 0.002 * DAF = 0.002m (Global X)
-. Def_Lim  = 0.004m
  Def < Def_Lim ---> O.K !

```

16.2 Corrente inferiore capriata interna 2L120x8

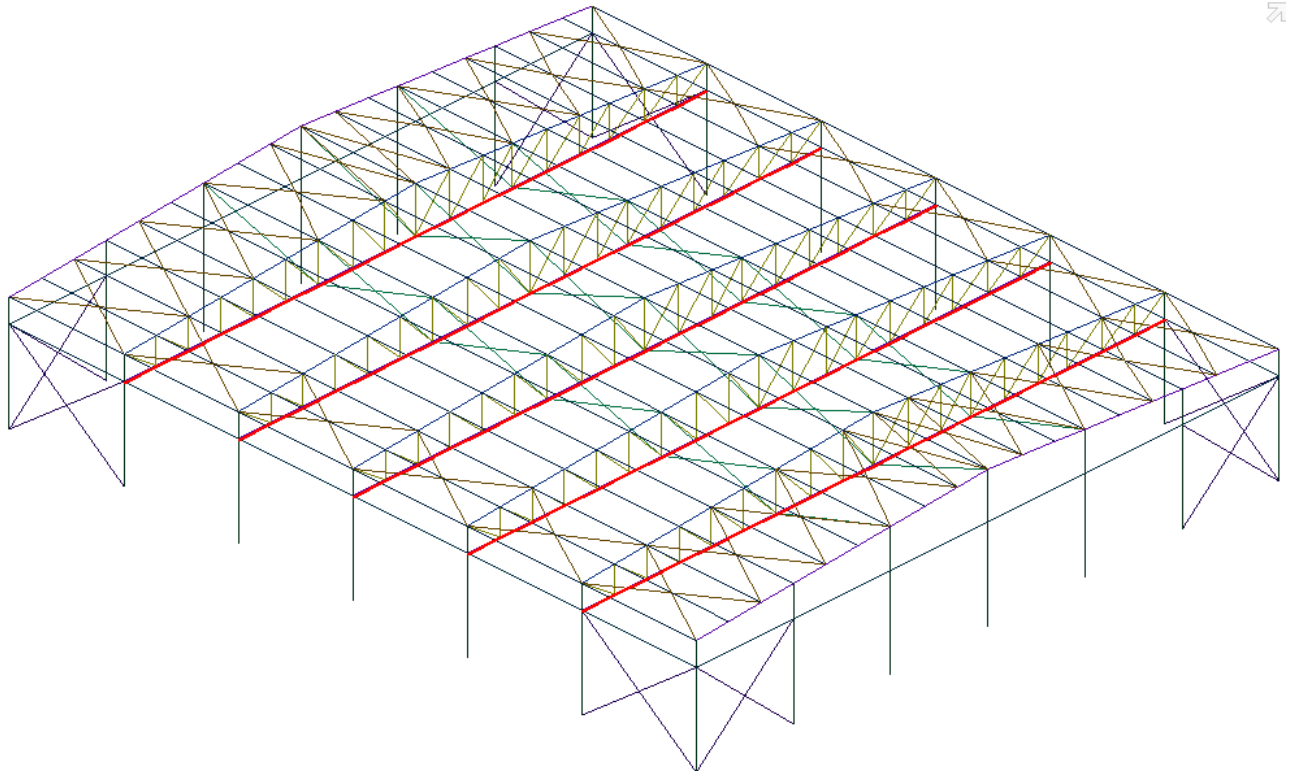


Figura 38 Schema posizione profili

Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member SECT MEMB

Property Change... Update...

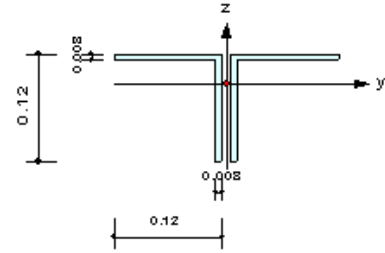
CH	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def	
				Material	Fy													
OK	7253	29	☐	2L120x8		33	1.58889	1.58889	1.000	1.000	1018.38	-2.0328	-2.0328	0.00023	-0.0000	-0.4250	-	-0.0004
	0.867	0.001		S355	355000		1.58889	1.58889	1.000	1.000	1255.01	0.00000	36.5193	47.6471	374.783	374.783	-	0.00636

Figura 39 Verifica sintetica



1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 7253
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name 2L120x8 (No:29)
 (Built-up Section).
 Member Length : 1.58889



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 1018.38 (LCB: 33, POS:1/4)
 Bending Moments My = -2.0328, Mz = 0.00023
 End Moments Myi = -1.9885, Myj = -1.8002 (for Lb)
 Myi = -1.9885, Myj = -1.8002 (for Ly)
 Mzi = 0.00017, Mzj = 0.00028 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.1626 (LCB: 64, POS:1/2)
 Fzz = -0.4521 (LCB: 38, POS:J)

Depth	0.12000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.12000	Flg Thick	0.00800
ETB Spacing	0.01000		
Area	0.00371	Asz	0.00160
Qyb	0.00379	Qzb	0.00720
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.12500	Zbar	0.02703
Wely	0.00006	Welz	0.00008
ry	0.03750	rz	0.05336

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.58889, Lz = 1.58889, Lb = 1.58889
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors CmY = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

L/r = 44.1 < 300.0 (Memb:7193, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

N_Ed/N_Rd = 1018.38/1255.01 = 0.811 < 1.000 O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 2.0328/36.5193 = 0.056 < 1.000 O.K

M_Edz/M_Rdz = 0.0002/47.6471 = 0.000 < 1.000 O.K

Combined Resistance

R.MNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]

R.BiM = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta

R.byN = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), R.byM = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd

Rmax = MAX[R.MNRd, R.BiM, (R.byN+R.byM)] = 0.867 < 1.000 O.K

Shear Resistance

V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 O.K

V_Edz/Vz_Rd = 0.001 < 1.000 O.K

5. Deflection Checking Results

L/250.0 = 0.0064 > 0.0004 (Memb:7253, LCB: 112, POS: 0.8m, Dir-Z)..... O.K

Figura 40 Verifica grafica

16.3 Corrente superiore capriata interna 2L120x10

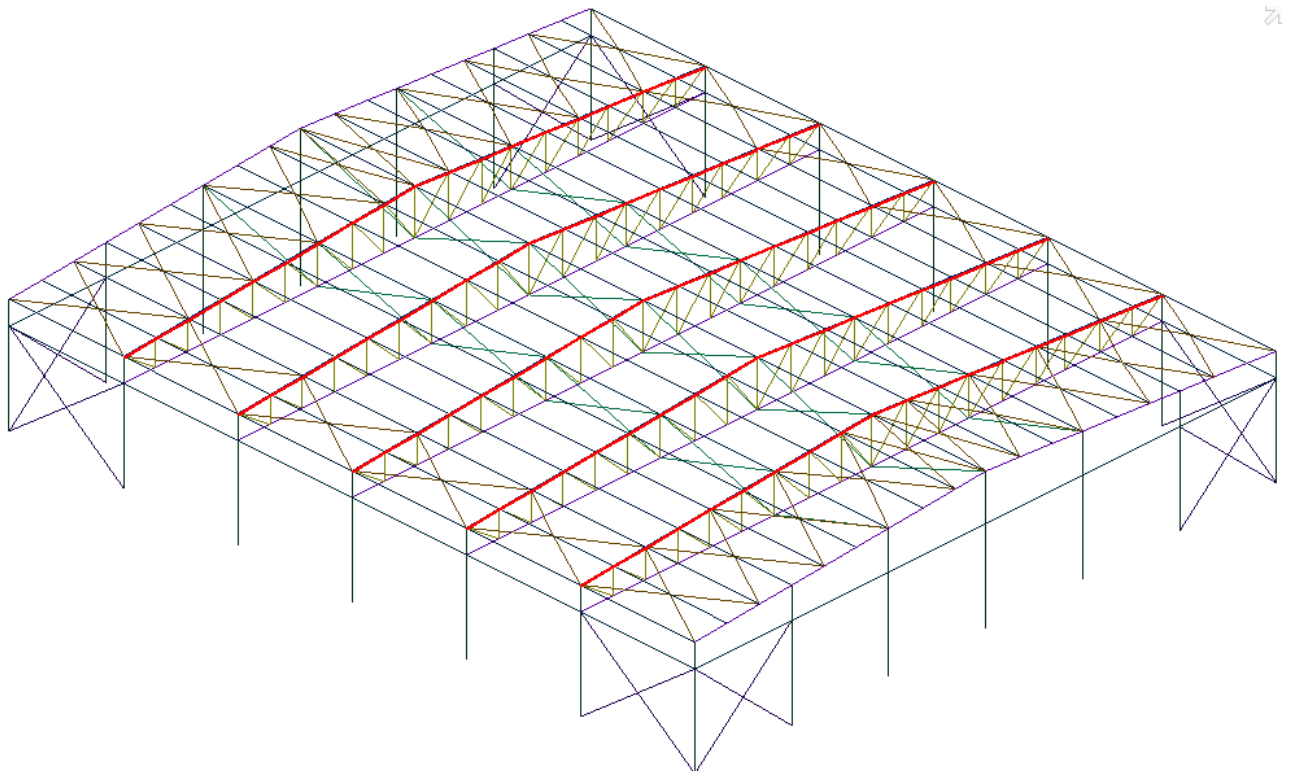


Figura 41 Schema posizione profili

Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property SECT MEMB

Change... Update...

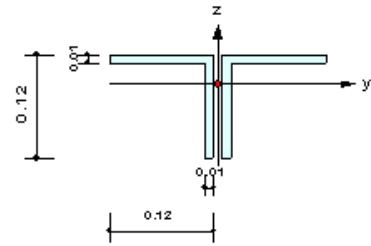
CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	12456	28	<input type="checkbox"/>	2L120x10	355000	33	14.0357	1.65972	1.000	1.000	-1020.3	2.14346	2.14346	-0.0002	-0.0167	1.67160	-	-
	0.968	0.042		S355			1.65972	1.65972	1.000	1.000	1219.17	0.00000	24.9563	33.0914	468.479	468.479	-	-

Figura 42 Verifica sintetica



1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 12456
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name 2L120x10 (No:28)
 (Built-up Section).
 Member Length : 14.0357



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -1020.3 (LCB: 33, POS:3/4)
 Bending Moments My = 2.14346, Mz = -0.0002
 End Moments Myi = 2.60804, Myj = 1.76351 (for Lb)
 Myi = 2.60804, Myj = 1.76351 (for Ly)
 Mzi = -0.0001, Mzj = -0.0003 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -19.841 (LCB: 65, POS:3/4)
 Fzz = 1.67784 (LCB: 35, POS:J)

Depth	0.12000	Web Thick	0.01000
Flg Width	0.12000	Flg Thick	0.01000
BTE Spacing	0.01000		
Area	0.00460	Asz	0.00200
Qyb	0.00372	Qzb	0.00720
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.12500	Zbar	0.08630
Wely	0.00007	Weiz	0.00011
ry	0.03721	rz	0.05369

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.65972, Lz = 1.65972, Lb = 1.65972
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 44.6 < 200.0$ (Memb:12456, LCB: 33)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 1020.28/1219.17 = 0.837 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 2.1435/24.9563 = 0.086 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0002/33.0914 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{byN} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (M_{yRd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / M_{zRd})$

$R_{c.LT1} = N_{Ed} / (\chi_{iy} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b.LT1} = k_{yy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (\chi_{i.LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c.LT2} = N_{Ed} / (\chi_{iz} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b.LT2} = k_{zy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (\chi_{i.LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{byN} + R_{byM}, MAX(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.968 < 1.000$... O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{yRd} = 0.042 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{zRd} = 0.004 < 1.000$ O.K

Figura 43 Verifica grafica

16.4 Travi di parete capriata interna 2L60x6

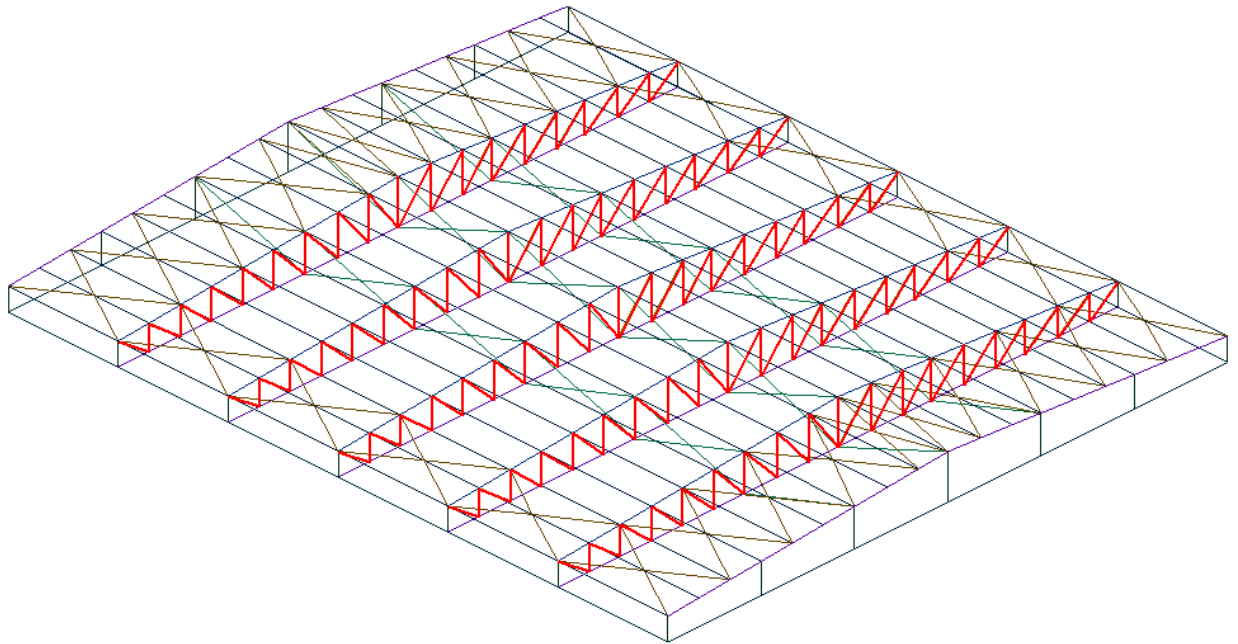


Figura 44 Schema posizione profili

Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property SECT MEMB

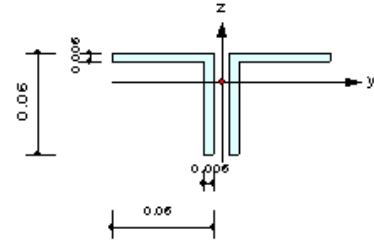
CH	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy													
OK	7235	24	<input type="checkbox"/>	2L60x6		33	1.88131	1.88131	1.000	1.000	423.643	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-	-
	0.916	0.000		S355	355000		1.88131	1.88131	1.000	1.000	462.514	0.00000	6.64195	10.2727	0.00000	0.00000	-	-

Figura 45 Verifica sintetica



1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 7235
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name 2L60x6 (No:24)
 (Built-up Section).
 Member Length : 1.88131



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 423.643 (LCB: 33, POS:I)
 Bending Moments My = 0.00000, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 79, POS:J)
 Fzz = 0.00000 (LCB: 79, POS:J)

Depth	0.06000	Web Thick	0.00600
Flg Width	0.06000	Flg Thick	0.00600
BTS Spacing	0.01000		
Area	0.00137	Azz	0.00060
Qyb	0.00092	Qzb	0.00180
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.06500	Zbar	0.04279
Wely	0.00001	Welz	0.00002
ry	0.01847	rz	0.02889

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.88131, Lz = 1.88131, Lb = 1.88131
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cnz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 138.7 < 200.0$ (Memb:12509, LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 423.643/462.514 = 0.916 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00000/6.64195 = 0.000 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/10.2727 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{Ny_Rd}, M_{Edz}/M_{Nz_Rd}]$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.916 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

Figura 46 Verifica grafica

16.5 Travi IPE 200 travatura di bordo

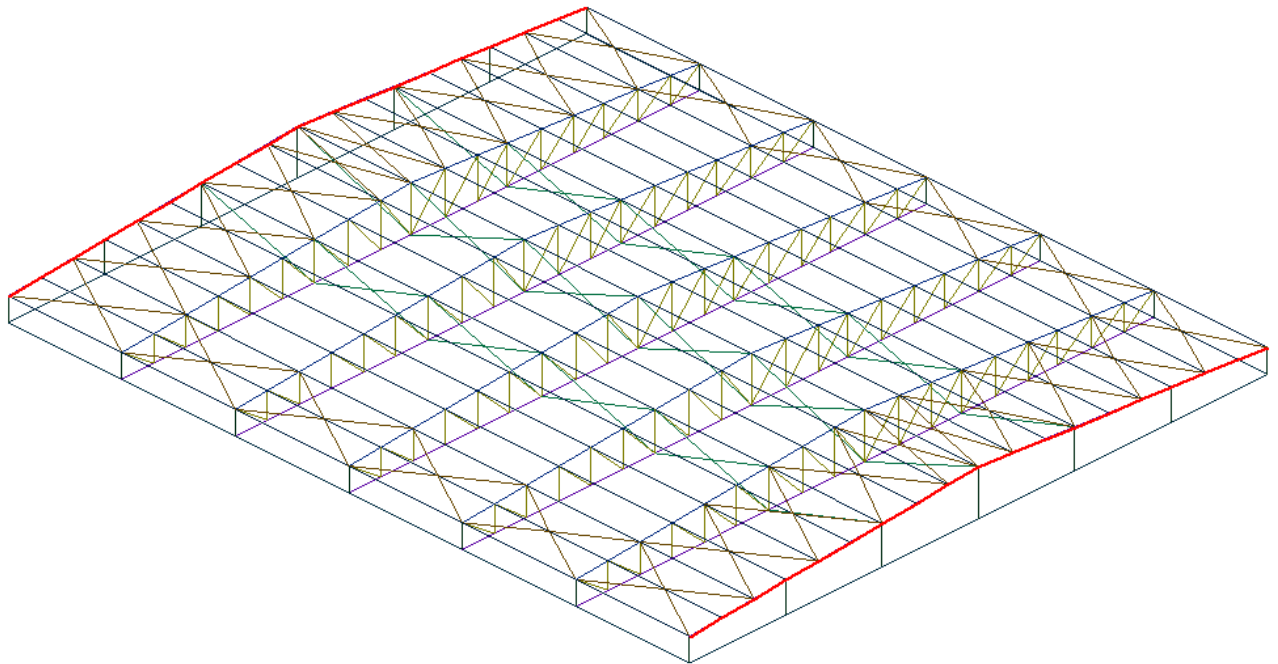


Figura 47 Schema posizione profili

Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property SECT MEMB

Change... Update...

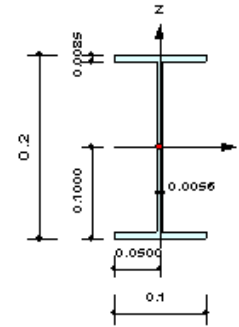
CH	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy													
OK	7616	10	<input type="checkbox"/>	IPE200	355000	65	1.42708	1.42708	1.000	1.000	-83.566	-7.3922	-7.3922	-3.4440	-4.5759	-5.6297	-	-
	0.441	0.066		S355			1.42708	1.42708	1.000	1.000	687.104	0.00000	74.3810	14.8541	356.278	273.591	-	-

Figura 48 Verifica sintetica



1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 7616
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name IPE200 (No:10)
 (Rolled : IPE200).
 Member Length : 1.42708



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -83.566 (LCB: 65, POS:I)
 Bending Moments My = -7.3922, Mz = -3.4440
 End Moments Myi = -7.3922, Myj = 0.35663 (for Lb)
 Myi = -7.3922, Myj = 0.35663 (for Ly)
 Mzi = -3.4440, Mzj = 3.07879 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 5.00742 (LCB: 49, POS:1/2)
 Fzz = -18.175 (LCB: 41, POS:I)

Depth	0.20000	Web Thick:	0.00560
Top Fl Width	0.10000	Top Fl Thick:	0.00850
Bot. Fl Width	0.10000	Bot. Fl Thick:	0.00850
Area	0.00285	Asz	0.00112
Cyb	0.01872	Czb	0.00125
Iyy	0.00002	Izz	0.00000
Ybar	0.05000	Zbar	0.10000
Wely	0.00019	Welz	0.00003
ry	0.08230	rz	0.02282

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.42708, Lz = 1.42708, Lb = 1.42708
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cnz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 72.7 < 200.0 \text{ (Memb:7505, LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 83.566/687.104 = 0.122 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 7.3922/74.3810 = 0.099 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 3.4440/14.8541 = 0.232 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R.MNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

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

$$R.byN = N_{Ed}/(A*fy/\gamma_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$Rc.LT1 = N_{Ed}/(\chi_{iy}*A*fy/\gamma_{M1})$$

$$Rb.LT1 = (k_{yy}*M_{Edy})/(\chi_{i,LT}*W_{ply}*fy/\gamma_{M1}) + (k_{yz}*M_{Edz})/(W_{plz}*fy/\gamma_{M1})$$

$$Rc.LT2 = N_{Ed}/(\chi_{iz}*A*fy/\gamma_{M1})$$

$$Rb.LT2 = (K_{zy}*M_{Edy})/(\chi_{i,LT}*W_{ply}*fy/\gamma_{M1}) + (K_{zz}*M_{Edz})/(W_{plz}*fy/\gamma_{M1})$$

$$R_{max} = MAX[R.MNRd, R.BiM, (R.byN+R.byM), MAX(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2)] = 0.441 < 1.000 \dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.014 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.066 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Figura 49 Verifica grafica

16.6 Travi arcarecci di copertura RHS 200x120x4

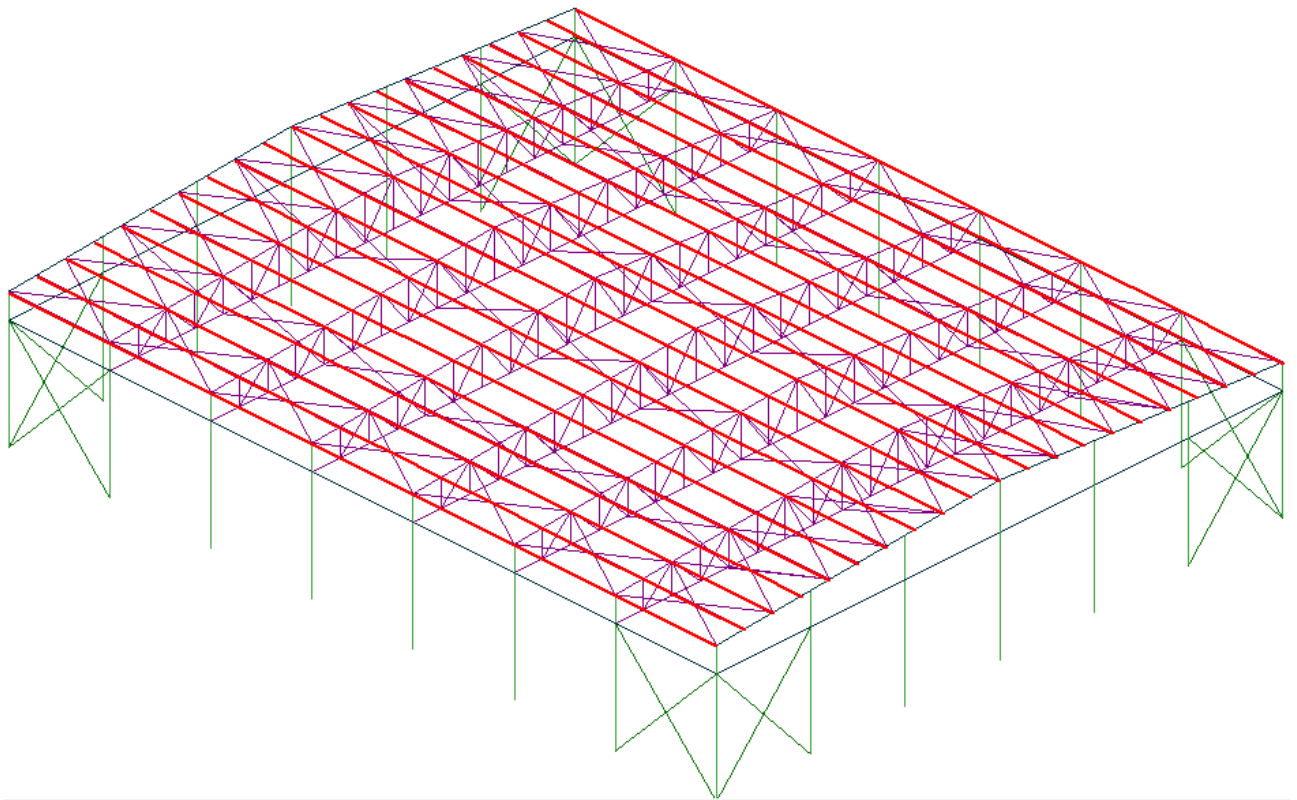


Figura 50 Schema posizione profili

Code : EC3:05 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property SECT MEMB

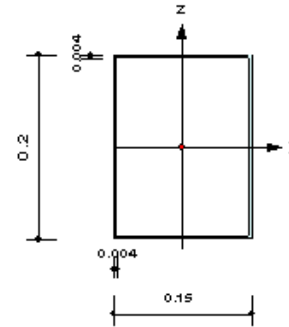
CH	MEMB	SECT	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	7540	30	<input type="checkbox"/>	RHS-200x120x4	275000	33	5.50000	5.50000	1.000	1.000	-217.36	17.5406	17.5406	0.00000	0.00000	12.7568	-	-0.0142
	0.955	0.053		S275			5.50000	5.50000	1.000	1.000	416.173	0.00000	42.5464	36.4480	0.00000	241.937	-	0.02200

Figura 51 Verifica sintetica



1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 7540
 Material S275 (No:3)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name RHS-200x120x4 (No:30)
 (Built-up Section).
 Member Length : 5.50000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -217.36$ (LCB: 33, POS:1/2)
 Bending Moments $M_y = 17.5406$, $M_z = 0.00000$
 End Moments $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Lb)
 $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
 Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 142, POS:1/2)
 $F_{zz} = 12.7568$ (LCB: 33, POS:J)

Depth	0.20000	Web Thick:	0.00400
Flg Width	0.15000	Top F Thick:	0.00400
Web Center	0.14600	Bot.F Thick:	0.00400
Area	0.00274	Asz	0.00160
Qyb	0.01196	Qzb	0.00982
Iyy	0.00002	Izz	0.00001
Ybar	0.07500	Zbar	0.10000
Wely	0.00016	Welz	0.00014
ry	0.07706	rz	0.06176

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 5.50000$, $L_z = 5.50000$, $L_b = 5.50000$
 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 Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 89.0 < 200.0 \text{ (Memb:7540, LCB: 33)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 217.355/416.173 = 0.522 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 17.5406/42.5464 = 0.412 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/36.4480 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A*fy/\text{Gamma}_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{c.LT1} = N_{Ed}/(\chi_{iy}*A*fy/\text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b.LT1} = (k_{yy}*M_{Edy})/(\chi_{i.LT}*W_{ely}*fy/\text{Gamma}_{M1}) + (k_{yz}*M_{Edz})/(W_{elz}*fy/\text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{c.LT2} = N_{Ed}/(\chi_{iz}*A*fy/\text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{b.LT2} = (K_{zy}*M_{Edy})/(\chi_{i.LT}*W_{ely}*fy/\text{Gamma}_{M1}) + (K_{zz}*M_{Edz})/(W_{elz}*fy/\text{Gamma}_{M1})$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{byN}+R_{byM}, \text{MAX}(R_{c.LT1}+R_{b.LT1}, R_{c.LT2}+R_{b.LT2})] = 0.955 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

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

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.053 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

5. Deflection Checking Results

$$L/250.0 = 0.0220 > 0.0142 \text{ (Memb:7515, LCB: 114, POS: 2.8m, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Figura 52 Verifica grafica

17 Verifica agli SLE

17.1 Verifiche di deformazione impalcato di copertura campo da gioco

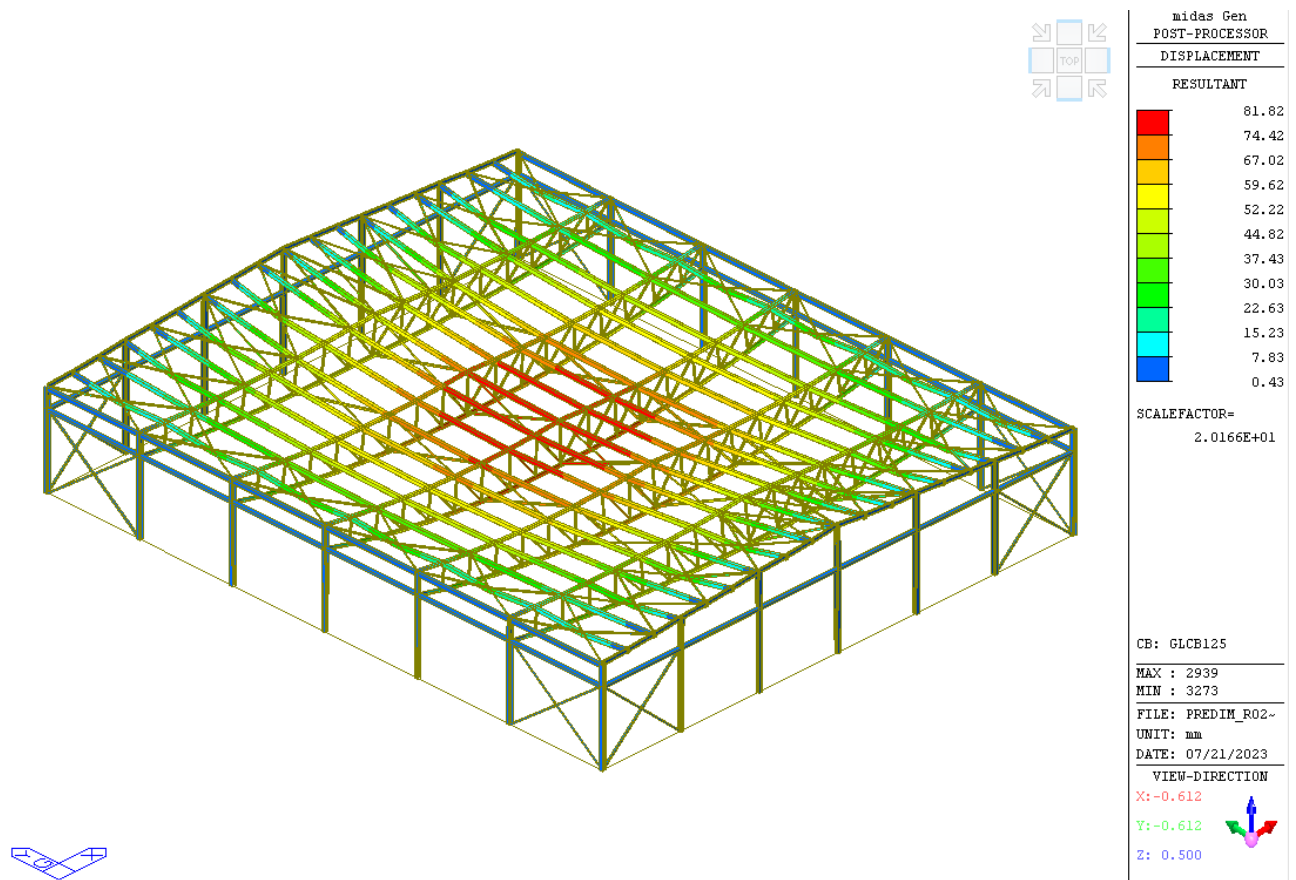


Figura 53 Verifica deformativa sle copertura

La deformazione massima per la combinazione sle in copertura è pari a $1/342L < 1/300 L$.

17.2 Verifiche di deformazione impalcato di copertura zona servizi e tribune

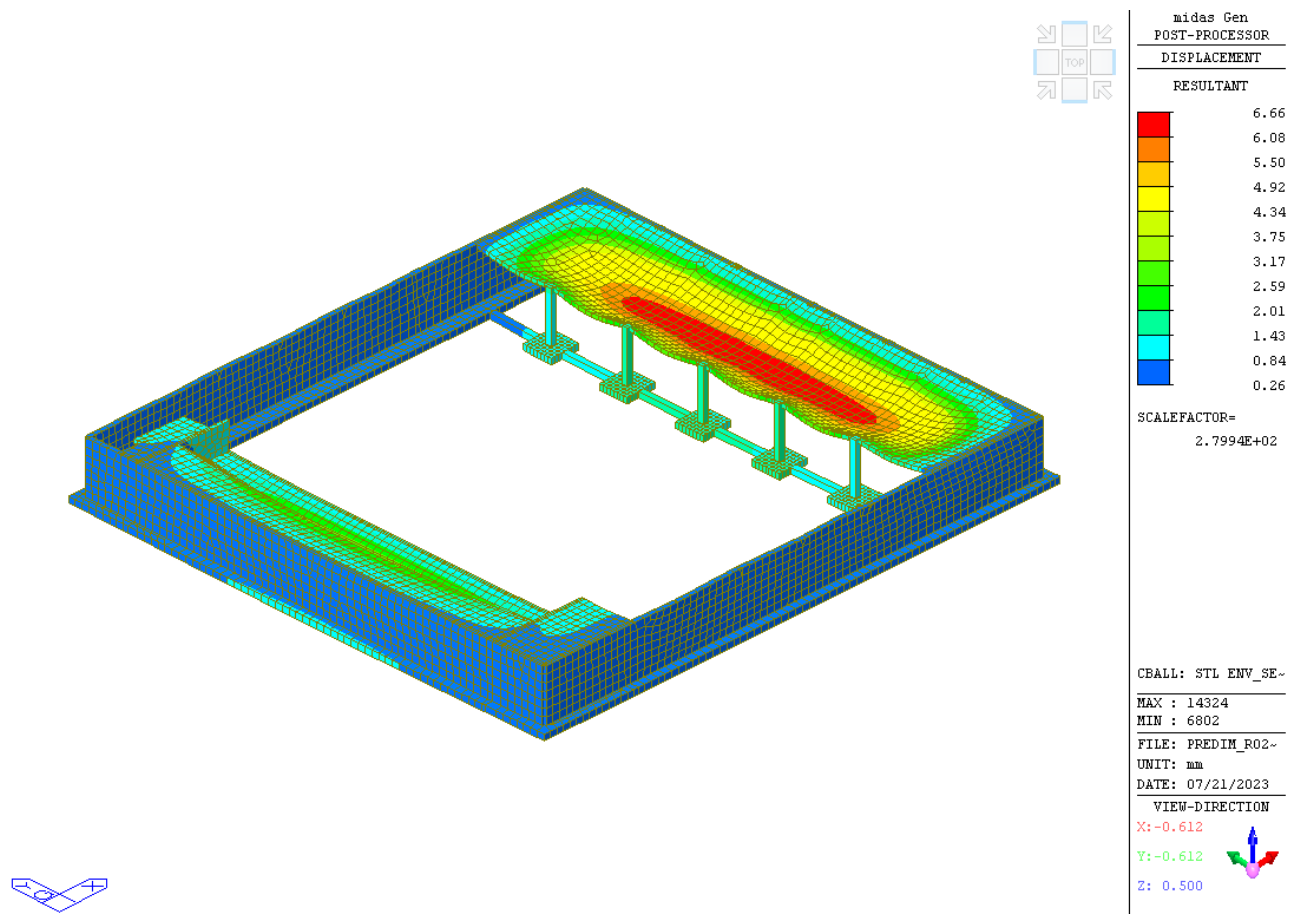


Figura 54 Deformazione impalcato piano copertura servizi

La deformazione massima elastica, valutata in condizioni iniziali e per struttura non fessurata è pari a 6.66 mm, ed è inferiore al limite ammissibile.

18 Pressioni in fondazione

Le pressioni in fondazione di involucro allo SLU GEO combinazione A1 risultano:

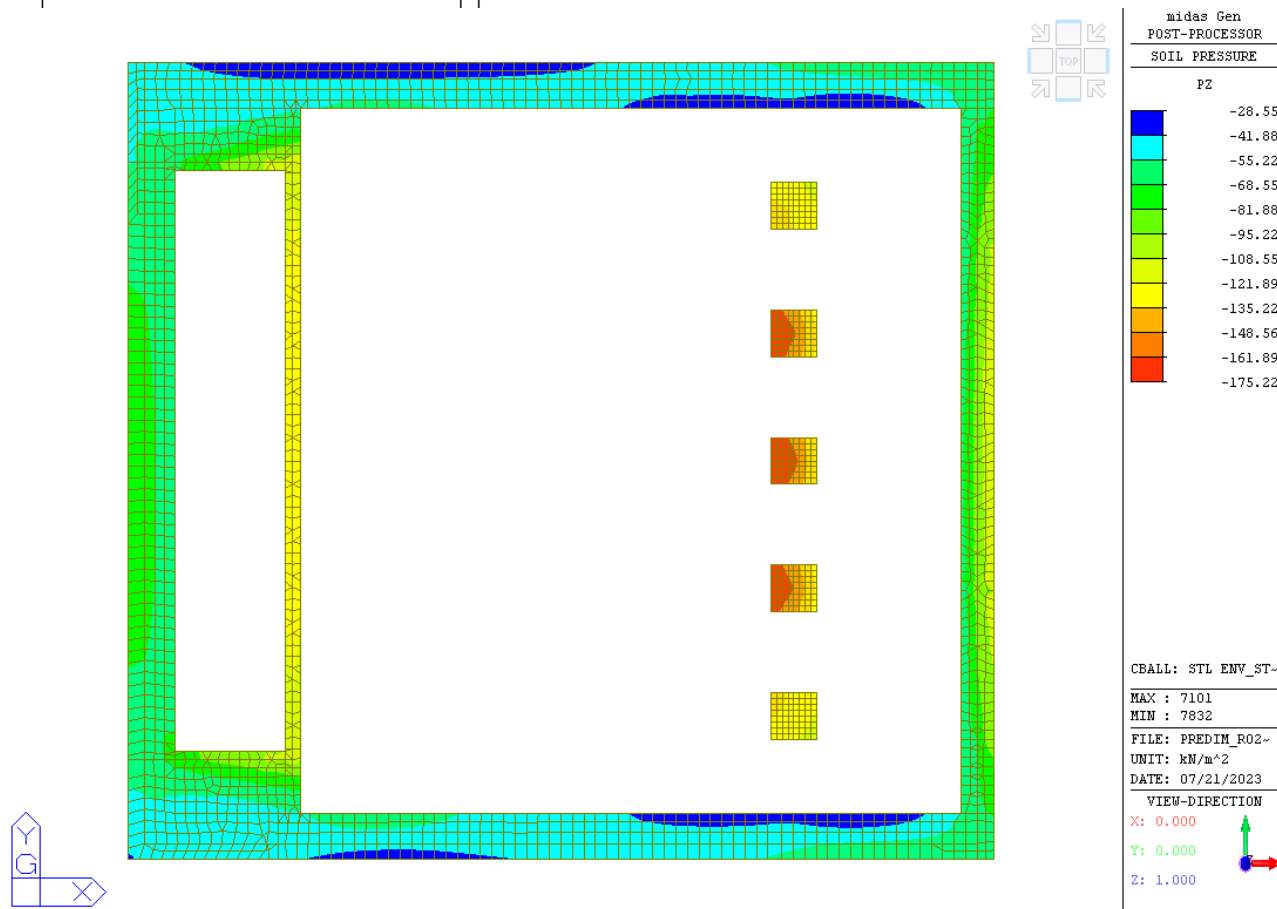


Figura 55 Pressioni in fondazione

Il valore massimo delle pressioni è pari a 175.22 kPa.

Dai risultati preliminari delle indagini il materiale presente in situ consente di fondare direttamente su di esso senza necessità di particolari accortezze.

I risultati delle verifiche verranno riportati nelle successive relazioni.

19 Conclusioni

La presente relazione riguarda il dimensionamento e verifica strutturale della nuova palestra di Sedilo nell'ambito del progetto definitivo.

Il calcolo è stato condotto attraverso il software agli elementi finiti Midas Gen 2023 su licenza d'uso.



Sommario

1	Premessa	3
2	Riferimenti normativi	3
3	Caratteristiche meccaniche dei materiali	3
3.1	<i>Calcestruzzo.....</i>	4
3.2	<i>Acciaio per cemento armato B450C.....</i>	5
3.3	<i>Acciaio da carpenteria</i>	6
3.3.1	Determinazione della classe di esecuzione	6
3.3.2	Caratteristiche dei materiali	6
3.3.3	Zincatura	7
3.3.4	Unioni bullonate.....	7
3.3.5	Unioni saldate	7
3.3.6	Tirafondi.....	7
3.3.7	Resina per inghisaggi (eventuale)	7
3.3.8	Accertamento delle caratteristiche meccaniche	7
4	Analisi delle azioni agenti sulla struttura	8
4.1	<i>Carichi permanenti</i>	8
4.2	<i>Analisi dei carichi.....</i>	8
4.3	<i>Azione della temperatura</i>	9
4.4	<i>Sottospinta idraulica.....</i>	9
4.5	<i>Carichi meteorici di vento e neve.....</i>	10
4.5.1	Carico neve	10
4.5.2	Carico vento	12
4.6	<i>Azione sismica.....</i>	19
4.6.1	Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	19
5	Tipo di analisi	21
6	Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)	21
6.1	<i>Tipo di analisi svolta.....</i>	21
6.2	<i>Origine e caratteristiche dei codici di calcolo</i>	21
6.3	<i>Affidabilità dei codici di calcolo.....</i>	21
6.4	<i>Modalità di presentazione dei risultati.....</i>	22
6.5	<i>Presentazione del software</i>	22
6.6	<i>Analisi rispondenti ad Eurocodici e Normativa Italiana</i>	23
6.7	<i>Verifica di strutture esistenti in muratura, calcestruzzo, acciaio e legno</i>	23
6.8	<i>Interazione terreno-struttura.....</i>	24
6.9	<i>Informazioni generali sull'elaborazione.....</i>	24
6.10	<i>Validazione dei codici.....</i>	24
6.11	<i>Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....</i>	29



7	Criteri di analisi della sicurezza.....	29
8	Analisi modello tridimensionale.....	29
9	Progetto e verifiche della struttura.....	38
9.1	Analisi sismica modale.....	39
9.2	Forme associate ai modi di vibrare.....	40
9.3	Verifica di regolarità in pianta.....	42
9.4	Deformabilità torsionale.....	42
10	Verifica della struttura globale.....	42
10.1	Verifica elementi bidimensionali.....	42
10.2	Schemi di carico.....	43
10.2.1	Copertura zona servizi e tribune.....	43
10.2.2	Copertura campo da gioco.....	44
11	Dimensionamento e verifica travi di collegamento in fondazione.....	45
11.1	Verifica analitica.....	46
12	Dimensionamento e verifica pilastri in calcestruzzo armato.....	48
12.1	Verifica grafica.....	49
13	Dimensionamento e verifica impalcato copertura zona servizi e tribune.....	50
13.1	Verifiche allo SLU.....	55
13.1.1	Verifiche.....	57
13.2	Verifica a punzonamento.....	58
14	Dimensionamento e verifica struttura in carpenteria metallica.....	60
14.1	Colonne HEA 200.....	61
14.2	Corrente inferiore capriata interna 2L120x8.....	68
14.3	Corrente superiore capriata interna 2L120x10.....	70
14.4	Travi di parete capriata interna 2L60x6.....	72
14.5	Travi IPE 200 travatura di bordo.....	74
14.6	Travi arcarecci di copertura RHS 200x120x4.....	76
15	Verifica agli SLE.....	78
15.1	Verifiche di deformazione impalcato di copertura campo da gioco.....	78
15.2	Verifiche di deformazione impalcato di copertura zona servizi.....	79
15.3	Verifiche di rigidezza allo SLD.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
16	Verifiche di resistenza al fuoco.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.1.1	Strutture metalliche.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
16.1.2	Strutture in calcestruzzo armato.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
17	Verifiche geotecniche.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
17.1	Premessa teorica.....	Errore. Il segnalibro non è definito.



17.2	Verifiche	Errore. Il segnalibro non è definito.
17.3	Risultati del calcolo	Errore. Il segnalibro non è definito.
18	Conclusioni	80



COMUNE DI SEDILO

Provincia di Oristano

RIQUALIFICAZIONE DEL PLESSO SCOLASTICO INFANZIA, PRIMARIA E SECONDARI DI I GRADO

Piano straordinario di Edilizia Scolastica Iscol@ della Regione Sardegna - Intervento in asse I - "Scuole del Nuovo Millennio"

Relazione calcoli statici nuova palestra

