

Committente

Sistema Socio Sanitario



Regione
Lombardia

ASST Fatebenefratelli Sacco



Certificato ISO 9001:2008 n° 14687

Via G. Gozzano n. 6
20831 Seregno (MB)
Tel. 0362.221543
0362.246248
Fax 0362.247012
email: studio@mpiassociati.it
www.mpiassociati.it

COMMESSA
AAARCHIVIO23\IC62-23 (M+) ASST FBF
SACCO_Magazzino farmacia

F.TO

A4

ELABORATO

DOCPEGE04

FILE

SCALA

PROGETTO ESECUTIVO

DENOMINAZIONE PROGETTO


**FABBRICATO A DESTINAZIONE D'USO
MAGAZZINO A SERVIZIO DELLA FARMACIA
PRESSO IL P.O. LUIGI SACCO**

DENOMINAZIONE ELABORATO

RELAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURE

0	GIUGNO 2023	EMISSIONE
REV	DATA	DESCRIZIONE

DATA	STESURA	VERIFICATO	APPROVATO
GIUGNO 2023	V. MOGICATO	V. MOGICATO	M. MAGNAGHI
I PROGETTISTI			



INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	NORMATIVA ADOTTATA E MATERIALI IMPIEGATI.....	3
3	METODO DI CALCOLO	5
4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E IDROLOGICHE DEL TERRENO	5
5	CARICHI E COMBINAZIONI.....	6
6	ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI	10
6.1	MODELLO STRUTTURALE.....	10
6.2	STATI LIMITE CONSIDERATI	10
6.3	CRITERI DI VERIFICA AGLI SLU	11
6.4	CRITERI DI VERIFICA AGLI SLE	12
7	MODELLAZIONE E RISULTATI.....	14
8	DOCUMENTO DI VALIDAZIONE DEL SOFTWARE	35

1 PREMESSA

Il presente progetto esecutivo ha come finalità il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali principali connessi alla costruzione di un nuovo fabbricato a destinazione d'uso magazzino a servizio della farmacia, comprensivo di uffici e servizi tecnici presso il P.O. Luigi Sacco.

La soluzione progettuale selezionata prevede la nuova costruzione di un capannone realizzato con elementi in cemento armato prefabbricato, completato da un connettivo in muratura coperto che collega il fabbricato già in uso con il nuovo magazzino.

La vita nominale (VN) della struttura è stata assunta pari a 100 anni; inoltre, la struttura viene classificata in classe d'uso IV.

In breve, si descrivono i principali elementi portanti dimensionati ed inseriti in progetto:

Capannone:

Tegoli di copertura in c.a.p. tipo Ondal H=70 cm

Travi di copertura in c.a.p. dim. 50x70 cm

n. 6 Pilastri dim. 60x60 cm

Fondazioni a plinto in c.a.o. dim. 300x300xH70 cm

Volumi interno / esterno di servizio:

Solaio di copertura:

per il volume esterno, del tipo a lamiera grecata in acciaio per solaio collaborante in c.a.o. sp. 12 cm

per il volume interno posa di travi secondarie del tipo HEA100 - non strutturale

Travi principali in acciaio del tipo HEA160;

Colonne in acciaio con profili HEA120;

Fondazioni: in c.a.o., con cordoli dimensione B40Xh50 cm

Le specifiche tecniche, le caratteristiche e le dimensioni delle varie categorie di opere sono quelle previste nei paragrafi che seguono ed indicate nei disegni e negli elaborati di progetto.

2 NORMATIVA ADOTTATA E MATERIALI IMPIEGATI

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in base alle seguenti disposizioni:

- Legge 5/11/1971 n° 1086: "Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. del 17/01/2018 - "Norme Tecniche per le Costruzioni 2018"
- Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17/01/2018 – Circolare 21 gennaio 2019 n. 7.

Le caratteristiche dei materiali impiegati per gli elementi in progetto sono le seguenti:

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

Ambiente d'esposizione:	XC2 (UNI 11104)
Cemento:	tipo R325
Dimensione massima dell'aggregato:	max 25 mm
Consistenza:	S4 minimo
Copriferro travi, solai, corree:	nom. c=2,5 cm.
Resistenza del calcestruzzo:	C25/30 ($R_{ck} \geq 30$ MPa) fck = 24,90 MPa fctm = 2,60 MPa

CALCESTRUZZO PER GETTO LAMIERE GRECATE

Ambiente d'esposizione:	XC1 (UNI 11104)
Cemento:	tipo R325
Dimensione massima dell'aggregato:	max 25 mm
Consistenza:	S4 minimo
Copriferro travi, solai, corree:	nom. c=2,5 cm.
Resistenza del calcestruzzo:	C25/30 ($R_{ck} \geq 30$ MPa) fck = 24,90 MPa fctm = 2,60 MPa

CALCESTRUZZO STRUTTURE PREFABBRICATE

Ambiente d'esposizione:	XC3 (UNI 11104)
Dimensione massima dell'aggregato:	max 20 mm
Consistenza:	S3 minimo
Copriferro travi, solai, corree:	nom. c=3 cm
Resistenza del calcestruzzo	
Per tutti gli elementi strutturali:	C40/50 ($R_{ck} \geq 50$ MPa) fck = 40 MPa fctm = 3,50 MPa

Acciai da armatura lenta:

Tensione di snervamento	B 450 C
Tensione di rottura	fy nom = 450 MPa ft nom = 540 MPa

- acciaio per rete elettrosaldata con:
 $f_{yk} \geq 390$ MPa e $f_{tk} \geq 440$ MPa

- acciaio per strutture prefabbricate con:
 $f_{ptk} \geq 1.860$ MPa e $f_{p(0,1)k} \geq 1.600$ MPa
 $f_{p(1)k} \geq 1.670$ MPa e $f_{pyk} \geq 1.670$ MPa

ACCIAI DA CARPENTERIA

Acciai da carpenteria:

S 275 saldabile
 $f_{yk} = 275$ MPa (snervamento)
 $f_{tk} = 430$ MPa (rottura)

Acciai per bullonature:

classe 8.8
 $f_{yb} = 640$ MPa (snervamento)
 $f_{tb} = 800$ MPa (rottura)

Lamiera grecata tipo collaborante:

HIBOND METECNO A55-P600 (spess. 1,2 mm) o similare)

3 METODO DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sulle sezioni resistenti delle diverse strutture è stato effettuato con i principi e i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, basati sugli schemi di comportamento dei materiali come previsto dalle norme vigenti.

Le azioni sulle strutture sono cumulate secondo le condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

La determinazione delle azioni resistenti per le verifiche lungo le sezioni degli elementi strutturali è svolta secondo il metodo degli stati limite, così come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Si precisa che la modellazione strutturale dei volumi interno/esterno in acciaio, ha riguardato un modello geometricamente del tutto simile al volume interno oggetto del progetto, in cui però è stata considerata anche la presenza di un impalcato rigido a livello della copertura, in vista di un eventuale possibile futuro completamento dell'opera con un impalcato a lamiera grecata, e con sovraccarico pari a 3,00 kN/mq (prevedendo cioè un suo possibile futuro utilizzo come area deposito/magazzino).

Infine, si chiarisce che la modellazione svolta ha riguardato unicamente il volume interno con le precisazioni prima esposte.

Tenendo in considerazione che il volume esterno è analogo per tipologia costruttiva e sezione dei profili impiegati, ma con caratteristiche dimensionali e di carico inferiori, si può ritenere che la modellazione svolta sia rappresentativa anche del volume esterno.

4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E IDROLOGICHE DEL TERRENO

5

Per la determinazione dei parametri geologici e geotecnici dei suoli interessati dalle nuove edificazioni ci si è basati sulla Relazione geologica – geotecnica redatta dal dott. Geol. Fabio Fusina, iscritto all'Ordine dei Geologi della Lombardia al N. AP759, redatta nel 2014 in occasione della progettazione del padiglione CF16, sito nelle immediate vicinanze dell'area in cui sorgerà la nuova costruzione, che avrà fondazioni di tipo superficiale diretto (plinti per i pilastri del capannone), cordoli continui perimetrali per le pannellature di facciata e per i volumi di servizio.

In particolare per le nostre modellazioni abbiamo assunto i seguenti parametri di riferimento desunti da tale elaborato, per fondazioni impostate a circa – 2,00 dal piano campagna:

$$R_d = 238 \text{ kPa (SLU)}$$

$$R_{\max \text{ SLE}} = 170 \text{ kPa (SLE)}$$

Associati a tali valori si ricavano coefficienti di Winkler (kN/m^3) compresi tra 16.660 e 24.990.

Nel nostro caso per le modellazioni assumeremo un valore pari a $10.000 \text{ (kN/m}^3\text{)} = 1 \text{ kg/cm}^3$, ritenendolo sufficientemente cautelativo.

5 CARICHI E COMBINAZIONI

CARICHI STATICI

In funzione delle destinazioni d'uso e dei contenuti di progetto strutturale sono stati definiti i seguenti carichi agenti sulle strutture:

	ANALISI DEI CARICHI	G	Qacc	Qperm	Qtot
		(KN/mq)	(KN/mq)	(KN/mq)	(KN/mq)
1	SOLAIO COPERTURA CAPANNONE				
	Neve		1,20		
	Carico permanente portato			0,20	
	Peso proprio	2,00			
	TOTALE	2,00	1,20	0,20	3,40

		(KN/mq)	(KN/mq)	(KN/mq)	(KN/mq)
2	SOLAIO COPERTURA VOLUMI INTERNI/ESTERNI				
	Accidentale		3,00		
	Carico permanente portato			0,20	
	Solaio in lamiera grecata collaborante	2,40			
	TOTALE	2,40	3,00	0,20	5,60

6

Azione del vento:

si assume un valore unitario pari a $q_v = 0,80$ kN/mq (agente in direzione X e in direzione Y), che comporta carichi uniformemente distribuiti sulle colonne, valutati per aree di influenza. Si ha:

Vento Dir. X → $p_v = 6,40/2 * 0,80 = 2,56$ kN/m (applicato al livello delle travi superiori)

Vento Dir. Y → $p_v = 6,40/2 * 0,80 = 2,56$ kN/m (applicato al livello delle travi superiori)

AZIONI SISMICHE

Dal momento che il nuovo corpo in ampliamento non avrà un proprio organismo fondazionale ma andrà a gravare direttamente su strutture esistenti e non disponendo di informazioni di tipo geologico sui terreni in sito, per la determinazione dell'azione sismica si fa riferimento ad una categoria di sottosuolo tipo "D".

La determinazione dell'azione sismica di progetto si riferisce ai seguenti stati limite, come previsto dalla normativa per strutture in classe d'uso IV :

- stato limite d'esercizio: stato limite di danno (SLD)
- stato limite ultimo: stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \text{ anni} \times 2,0 = 200 \text{ anni}$$

In cui:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

C_U = coefficiente d'uso, per classe d'uso IV.

Valutazione dell'azione sismica		
Tipo di Costruzione	3	Costruzioni con livelli di prestazione elevati
Classe d'uso	IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.
V _n	100	Vita nominale
Località:	Longitudine	Latitudine
Comune - (PROV.)		
Milano (MI)	9,190	45,466

Parametri di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;

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

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

7

Zona sismica: 3

Stato limite	P _{vr}	T _r	A _g (in g)	F ₀	T _c *
SLO	81%	120	0,0332	2,59	0,22
SLD	63%	201	0,0386	2,63	0,25
SLV	10%	1898	0,0705	2,75	0,31
SLC	5%	2475	0,0754	2,78	0,31
Categoria di sottosuolo	C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V _{s,30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s			
Categorie topografiche	T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$			
Smorz. viscoso	5%	Coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione. In mancanza di dati precisi si consiglia di adottare un valore pari al 5%			

Spettro di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

In cui:

T periodo di vibrazione

S_e accelerazione spettrale orizzontale

S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica riportati nelle tabelle seguenti;

8

CATEGORIA SOTTOSUOLO	SS	CC
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T * _C)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T * _C)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T * _C)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T * _C)^{-0,40}$

CATEGORIA TOPOGRAFICA	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2

η fattore di smorzamento, nel nostro caso pari a 1, (smorzamento viscoso convenzionale pari a 5 %)

$T_c = C_c T_c^*$ (C_c è un coefficiente funzione della categoria del sottosuolo)

$T_B = T_c/3$

$T_D: = T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$

Nella seguente tabella si riassumono i valori dei parametri spettrali calcolati, per le componenti orizzontali:

	S_s	S_T	T_B	T_c	T_D
SLO	1,20	1,00	0,11	0,33	1,73
SLD	1,20	1,00	0,12	0,36	1,75
SLV	1,20	1,00	0,14	0,43	1,88
SLC	1,20	1,00	0,15	0,44	1,90

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

Per le verifiche agli **stati limite ultimi** lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura, nelle formule precedentemente riportate e comunque: $S_d(T) \geq 0,2 \cdot a_g$.

L'analisi sismica condotta è di tipo lineare dinamica.

9

Fattore di comportamento:

$q = 2,00$

COMBINAZIONI DI CARICO

SLU

	c.d.c. 1 peso ...	permanente	neve	vento DIREZI...	vento DIREZI...
1 SLU / STR	1.3	1.3	1.5	0.9	
2 SLU / STR	1.3	1.3	1.5		0.9
3 SLU / STR	1.3	1.3	0.75	1.5	
4 SLU / STR	1.3	1.3	0.75		1.5

SLE RARE

	c.d.c. 1 peso ...	permanente	neve	vento DIREZI...	vento DIREZI...
5 SLE RARA	1	1	1	0.6	
6 SLE RARA	1	1	1		0.6
7 SLE RARA	1	1	0.5	1	
8 SLE RARA	1	1	0.5		1

SLE FREQUENTI

	c.d.c. 1 peso ...	permanente	neve	vento DIREZI...	vento DIREZI...
9 SLE FREQ.	1	1	0.2		
10 SLE FREQ.	1	1		0.2	
11 SLE FREQ.	1	1			0.2

SLE PERMANENTI

	c.d.c. 1 peso ...	permanente	neve	vento DIREZI...	vento DIREZI...
12 SLE PERM.	1	1			

6 ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI

6.1 MODELLO STRUTTURALE

L'analisi strutturale di tutti gli elementi portanti è stata effettuata utilizzando un modello numerico tridimensionale a elementi finiti con l'ausilio di un codice di calcolo attraverso una schematizzazione mediante elementi beam. Tali elementi finiti possiedono le caratteristiche geometriche ed elastiche degli elementi reali (lunghezza, spessore, area della sezione trasversale, momenti d'inerzia flessionale e torsionale).

Com'è usuale gli elementi resistenti introdotti nel modello si ipotizzano costituiti da materiale isotropo (il calcestruzzo con $E_c = 31000$ MPa) e aventi sezioni interamente reagenti, salvo poi verificare la sicurezza della struttura con la nota ipotesi di sezioni parzializzate, tipica del calcolo del c.a.

La struttura è vincolata al suolo con molle ideali alla Winkler disposte sotto tutta la superficie inferiore della platea di fondazione.

I codici di calcolo utilizzati sono: "CIVILSOFT" su licenza della ASG di Piacenza con solutore Algor Supersap e "TRAIVLOG 2004" prodotto da Logical Soft di Desio (MB).

6.2 STATI LIMITE CONSIDERATI

Come previsto dalla normativa tecnica di riferimento (NTC 2008), si effettuano le analisi e le verifiche per soddisfare i seguenti stati limite:

STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

- Raggiungimento della resistenza della struttura nel suo insieme o di parti della struttura (compresi gli SLU per gli effetti sismici).
- Stabilità

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

- Tensioni in esercizio
- Deformabilità
- Fessurazione

Come già anticipato gli elementi sismo-resistenti (elementi principali) sono stati calcolati e verificati per resistere alle forze orizzontali di natura sismica, oltre che a quelle verticali gravitazionali, al solo SLU (SLV).

Gli altri elementi strutturali (elementi secondari) sono stati invece calcolati e verificati (sia agli SLE che agli SLU) per resistere soli carichi gravitazionali verticali ma rispettando comunque i limiti geometrici e d'armatura previsti per la zona sismica per poter garantire la necessaria capacità deformativa.

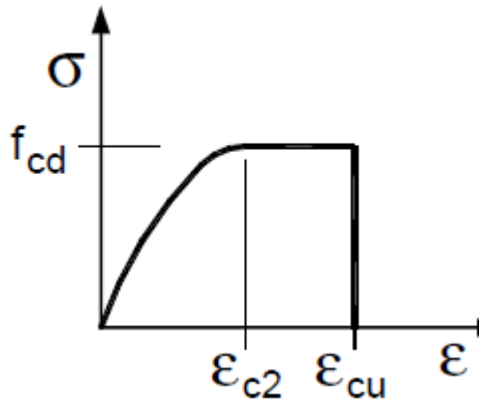
6.3 CRITERI DI VERIFICA AGLI SLU

Le resistenze di calcolo dei materiali sono le seguenti:

Resistenza di compressione del calcestruzzo: $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 14,16 \text{ MPa}$

Resistenza di snervamento dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391,3 \text{ MPa}$

Il diagramma sforzi – deformazioni adottato per il calcestruzzo è il seguente (parabola-rettangolo):



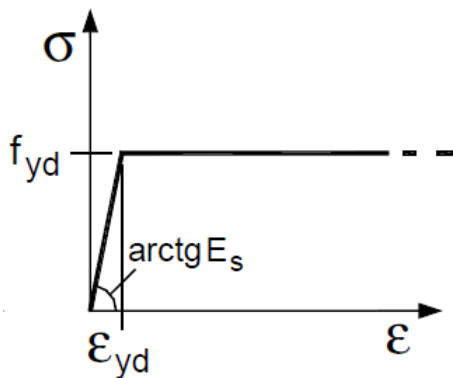
Con $\epsilon_{c2} = 0,20 \text{ ‰} (0,002)$
 $\epsilon_{cu} = 0,35 \text{ ‰} (0,0035)$

Il diagramma sforzi – deformazioni adottato per l'acciaio è quello elastico - perfettamente plastico finito, con deformazioni allo snervamento (ϵ_{yd}) e ultima (ϵ_{ud}) pari a:

$\epsilon_{yd} \approx 0,20 \text{ ‰} (0,002)$

$\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk} = 0,9 \times 0,075 = 0,0675$

11



Le verifiche sezionali, con riferimento alla sezione presso-inflessa rappresentata nella figura seguente e sui precedenti diagrammi sforzi-deformazioni, si effettuano controllando che:

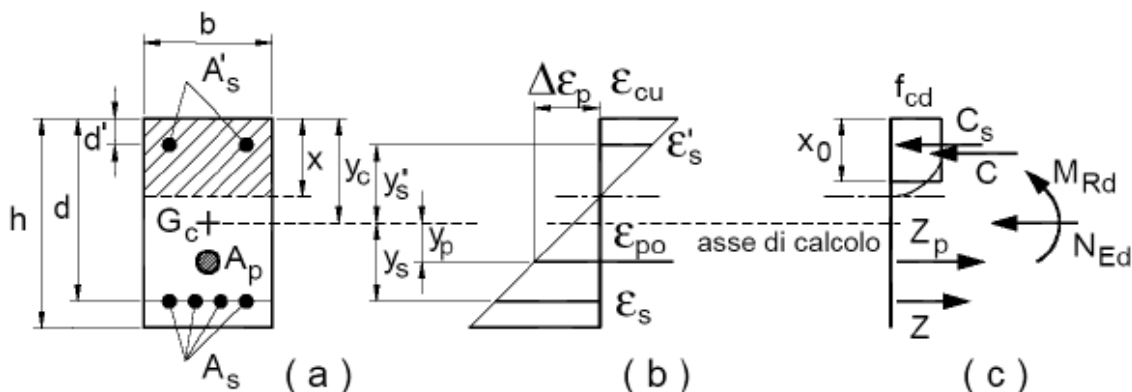
$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

In cui:

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

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

M_{Ed} = valore di calcolo della componente flettente dell'azione



Per le sollecitazioni taglianti la verifica si esegue controllando che:

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

Dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Nel caso di elementi privi di armatura trasversale resistente a taglio, V_{Rd} è valutato come:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c] b w d > V_{Rd, \min}$$

Con:

$$V_{Rd, \min} = 0,035 k^{(3/2)} f_{ck}^{(1/2)} b w d$$

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

d = altezza utile della sezione

ρ_1 = rapporto geometrico di armatura longitudinale

$b w$ = larghezza minima della sezione

$\gamma_c = 1,5$ coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo.

Nel caso di elementi con armatura trasversale resistente a taglio, V_{Rd} è valutato come:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rcd}, V_{Rsd})$$

Dove:

$$V_{Rsd} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd}$$

resistenza dell'armatura trasversale (considerando staffe verticali e inclinazione delle fessure pari a 45°)

$$V_{Rcd} = 0,9 d b w \alpha_c f'_{cd}$$

resistenza del calcestruzzo d'anima (con inclinazione delle fessure pari a 45°)

In cui:

A_{sw}

area dell'armatura trasversale

s

passo tra le armature trasversali consecutive

$$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$$

resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

α_c

coefficiente maggiorativo assunto pari a 1 in favore di sicurezza

6.4 CRITERI DI VERIFICA AGLI SLE

Massime tensioni in esercizio

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo (σ_c) deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 15,00 \text{ MPa (combinazione caratteristica (rara))}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 11,25 \text{ MPa (combinazione quasi permanente)}$$

La massima tensione di trazione nelle barre di acciaio (σ_s) deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ MPa (combinazione caratteristica (rara))}$$

Deformabilità

Sugli elementi di fondazione si effettuano le verifiche sui massimi cedimenti, come mostrato nel successivo paragrafo.

Per gli altri elementi portanti si verifica che i massimi spostamenti differenziali in ogni parte della struttura siano tali da non generare danneggiamenti alle altre parti della costruzione.

Fessurazione

La scelta dello stato limite di fessurazione si esegue secondo la seguente tabella riportata nelle NTC2008, considerando condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili.

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

La verifica si effettua controllando che il valore di calcolo dell'apertura delle fessure (w_d) sia inferiore ai valori limite:

$$w_d \leq w_{\text{limite}}$$

consideriamo come valore di calcolo dell'apertura di fessura il valore massimo caratteristico, seguendo l'approccio dell' Eurocodice 2 (par. 7.3.4): $w_d = w_k$

con:

$$w_k = s_r, \max(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove: s_r, \max = distanza massima tra le fessure

ϵ_{sm} = deformazione media delle barre d'armatura

ϵ_{cm} = deformazione media del calcestruzzo

Valori limite:

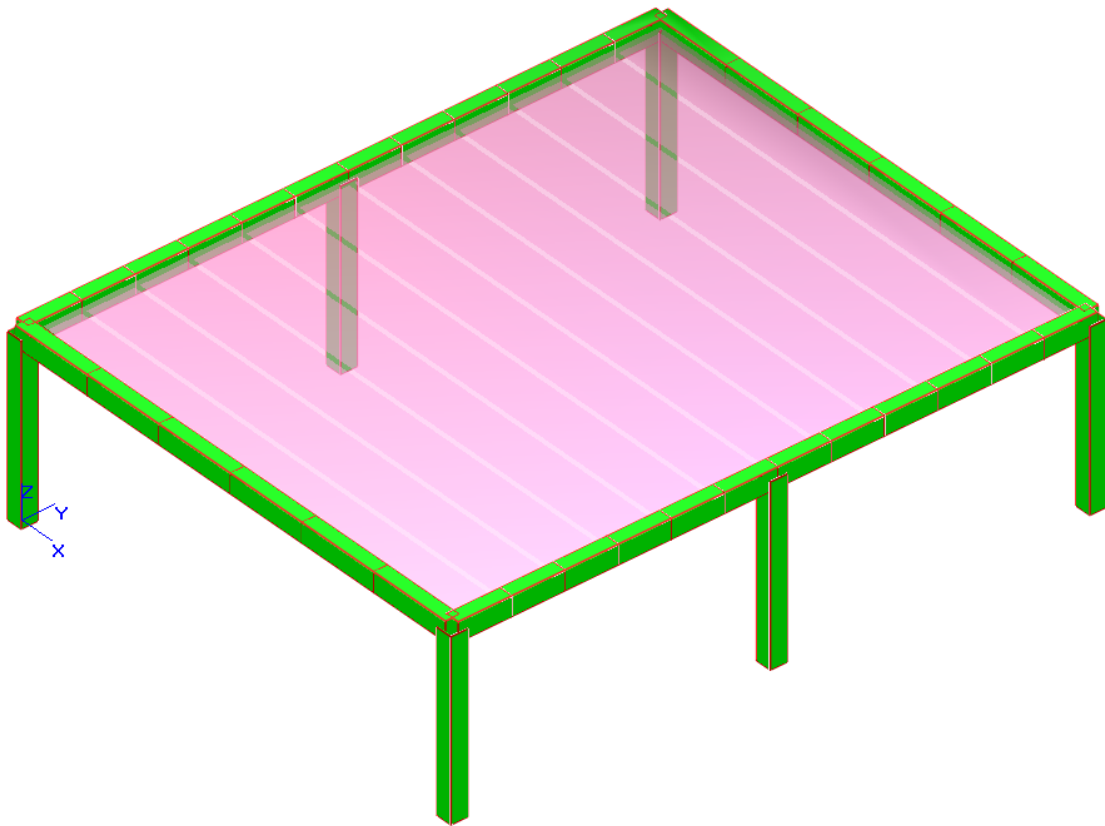
- $w_1 = 0,2$ mm.
- $w_2 = 0,3$ mm.
- $w_3 = 0,4$ mm.

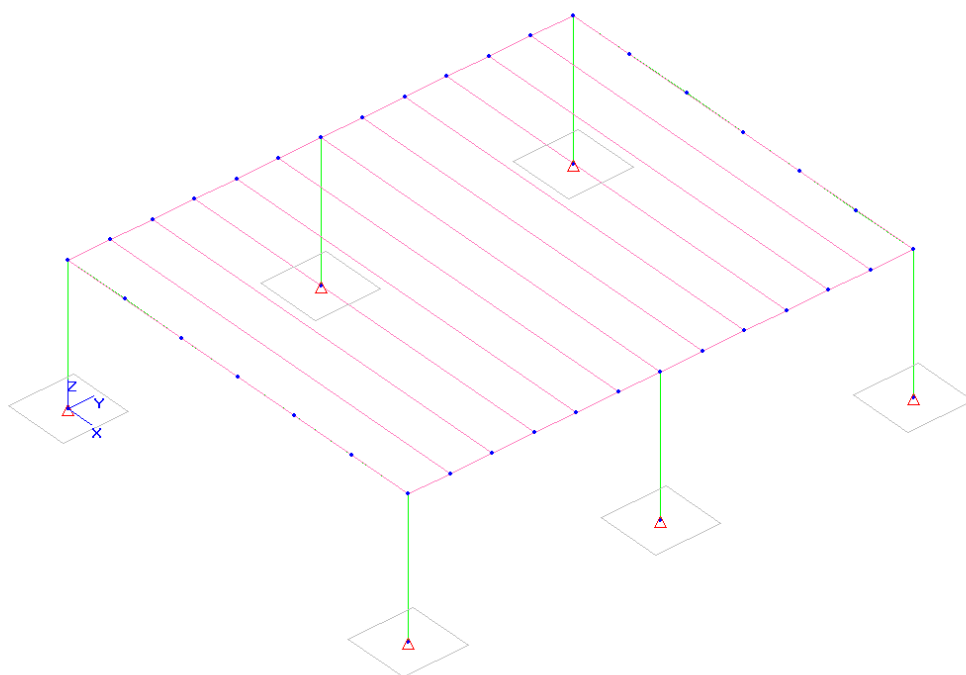
7 MODELLAZIONE E RISULTATI

Come anzidetto per determinare le azioni interne dei principali elementi strutturali costituenti l'edificio è stato sviluppato un modello di calcolo che consentirà di determinare le armature a flessione e a taglio per i vari elementi strutturali costituenti l'edificio (travi, pilastri, setti, fondazioni). Consente inoltre di determinare le deformazioni e le pressioni sul terreno dovute ai carichi agenti.

MODELLO CAPANNONE "MODELLO_CA_02_C"

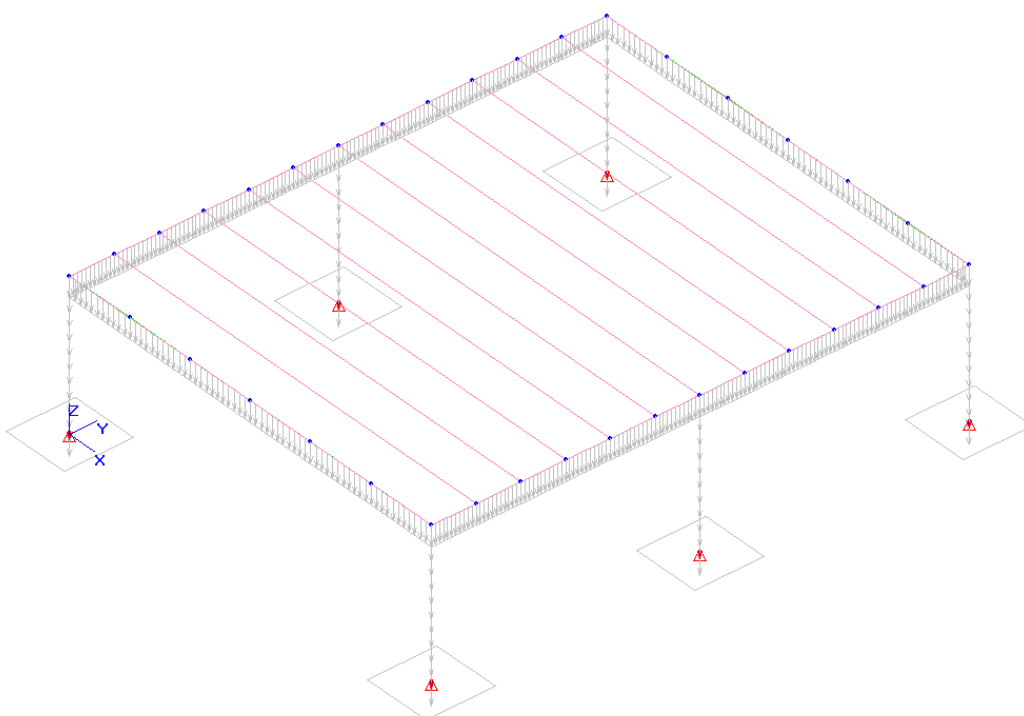
Nel seguito è riportata la vista tridimensionale del modello di calcolo sviluppato e la schematizzazione dei casi di carico considerati:





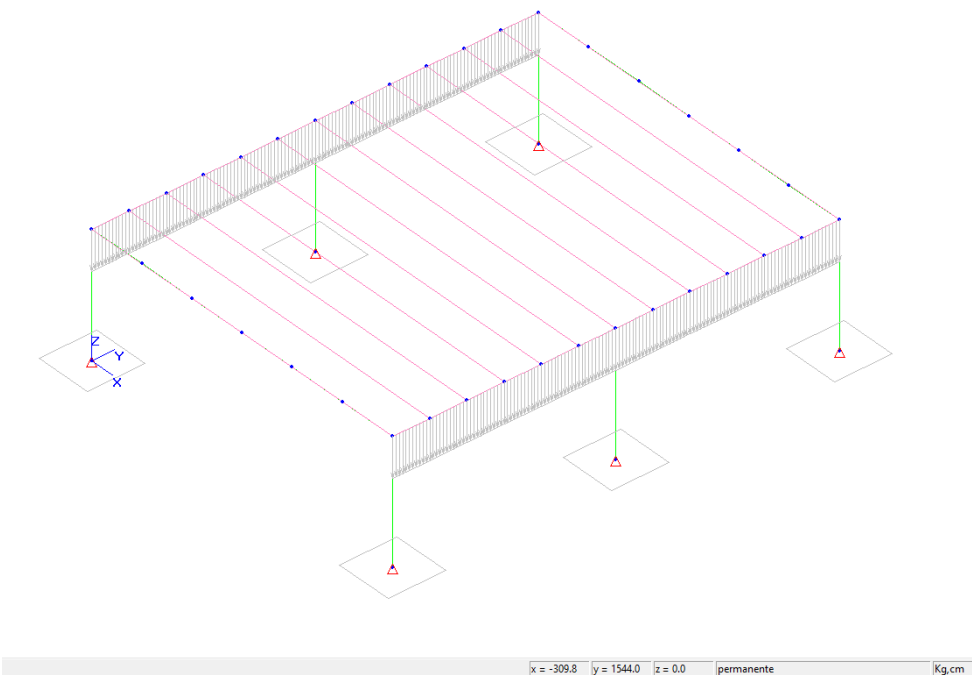
peso proprio delle strutture in c.a.o. (calcolato in modo automatico dal programma)

15

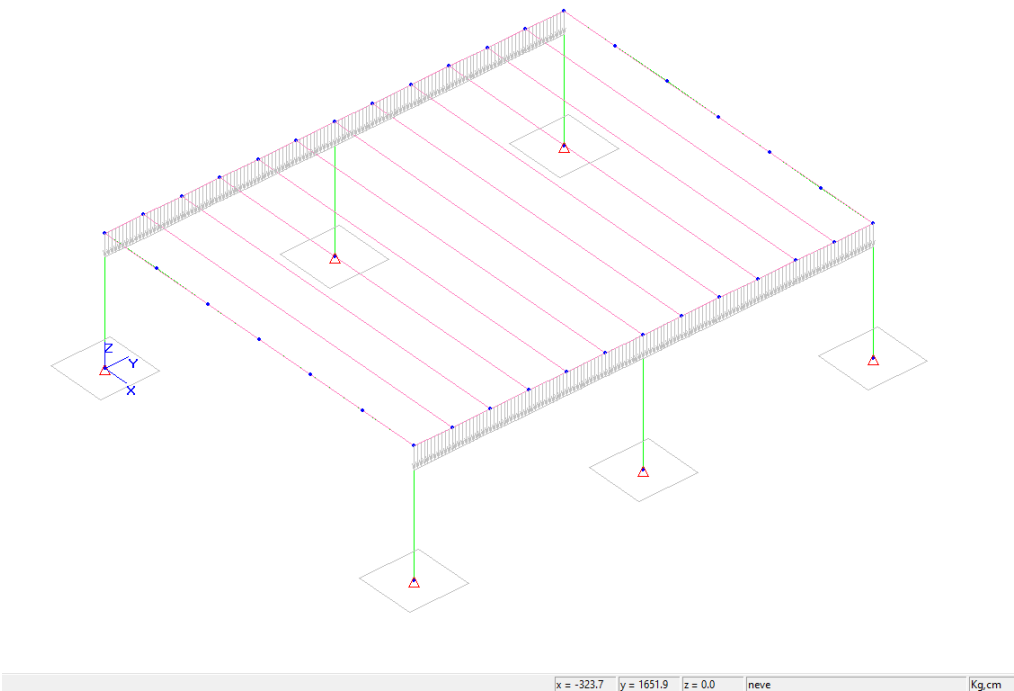


x = -215.8 y = 1331.7 z = 0.0 c.d.c. 1 peso proprio Kg/cm

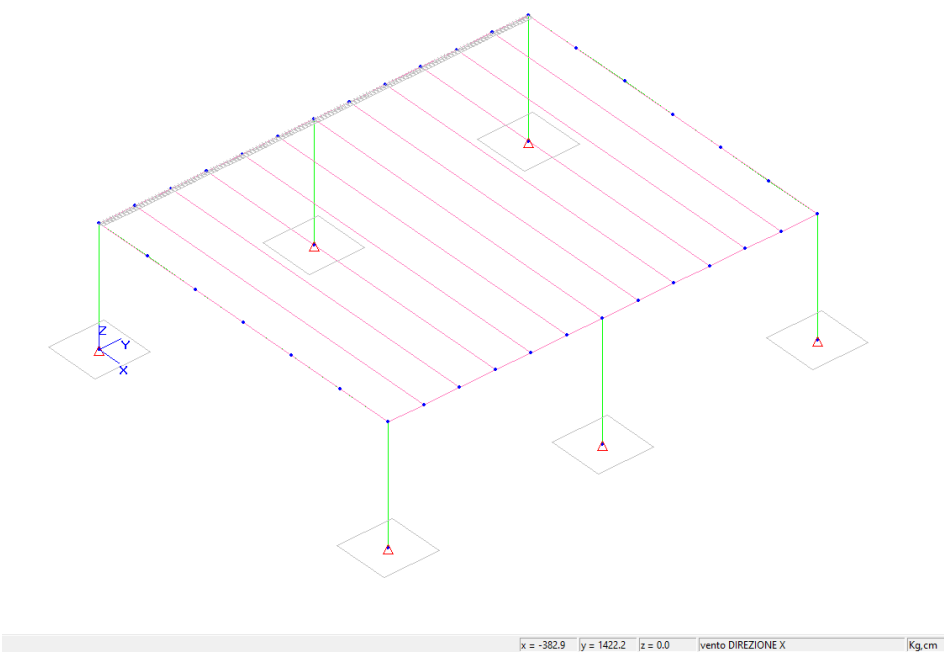
carico permanente solai



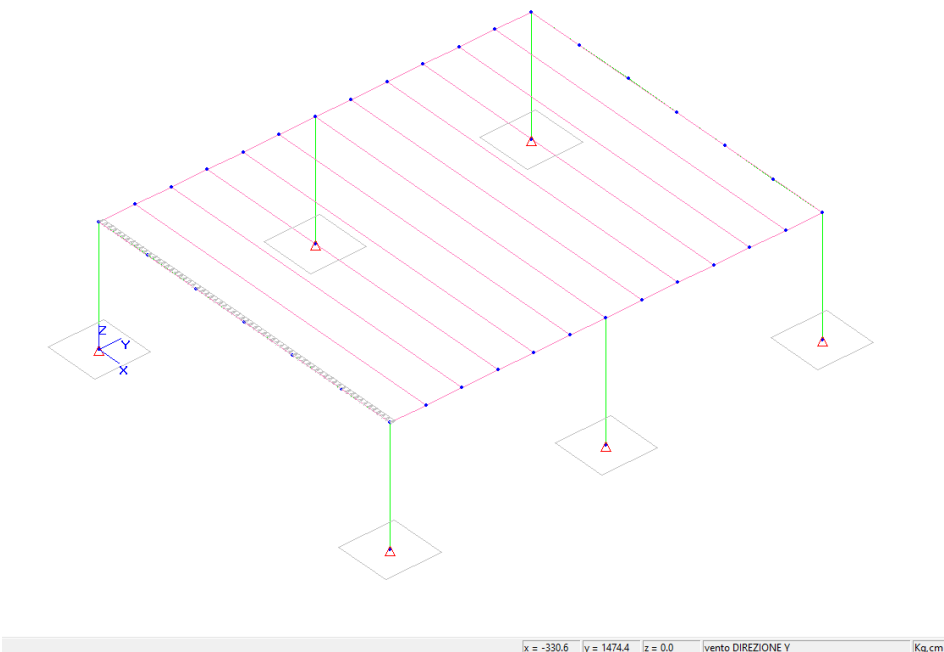
carico da neve in copertura



carico da VENTO DIR X

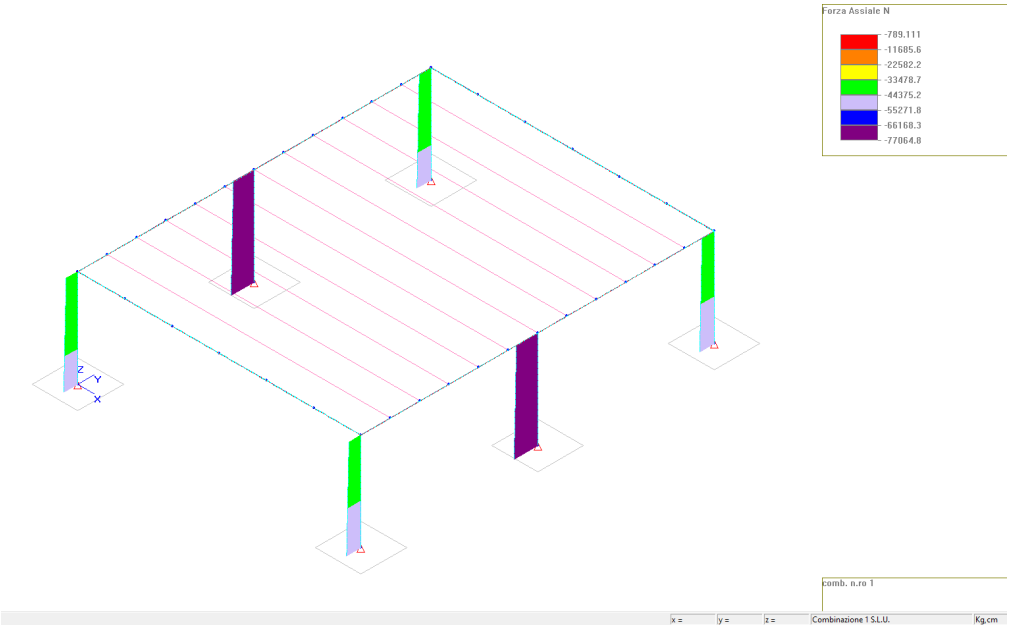


carico da VENTO DIR Y

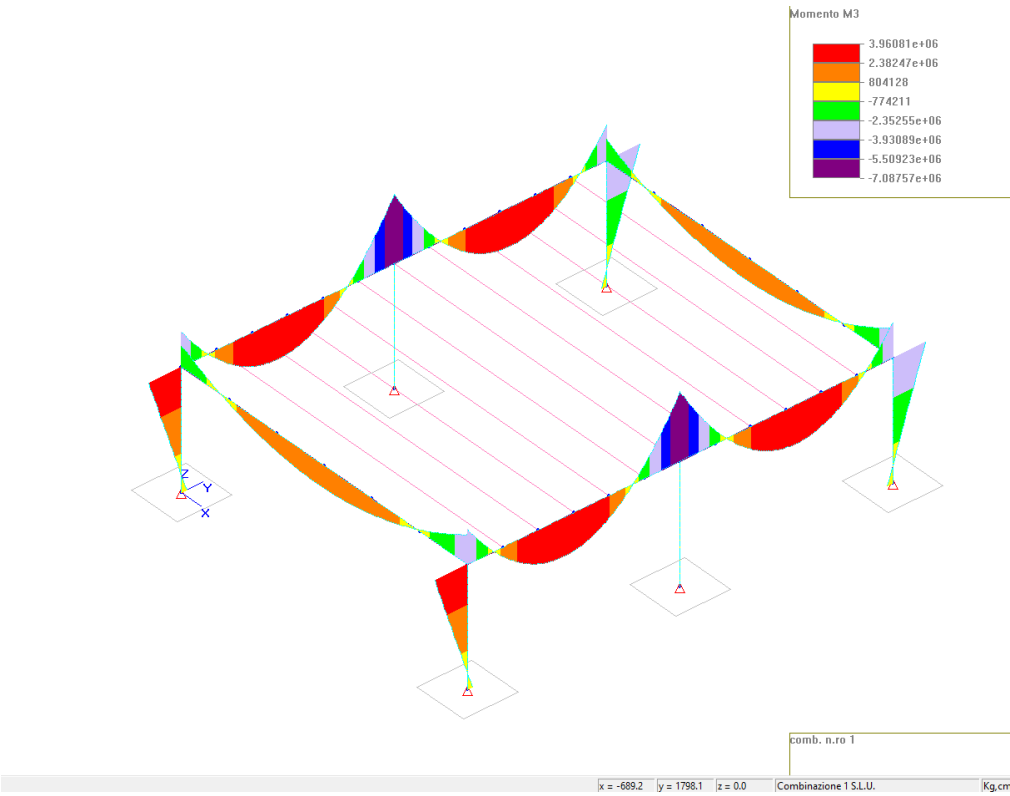


Nel seguito si esplicitano i risultati ottenuti dal modello e le principali verifiche strutturali condotte.

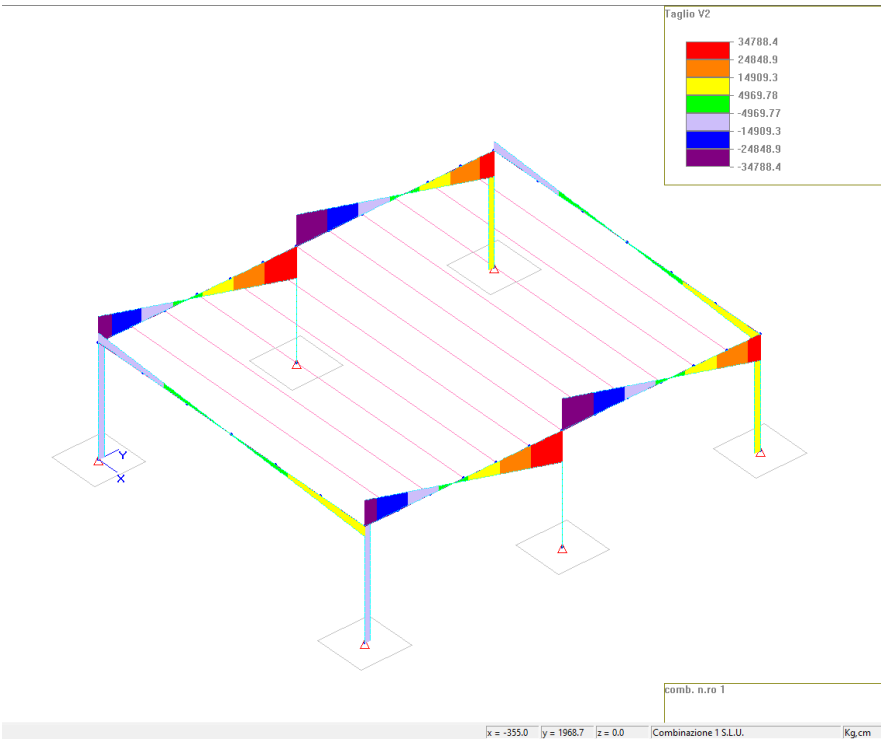
Azione assiale nelle colonne SLU1



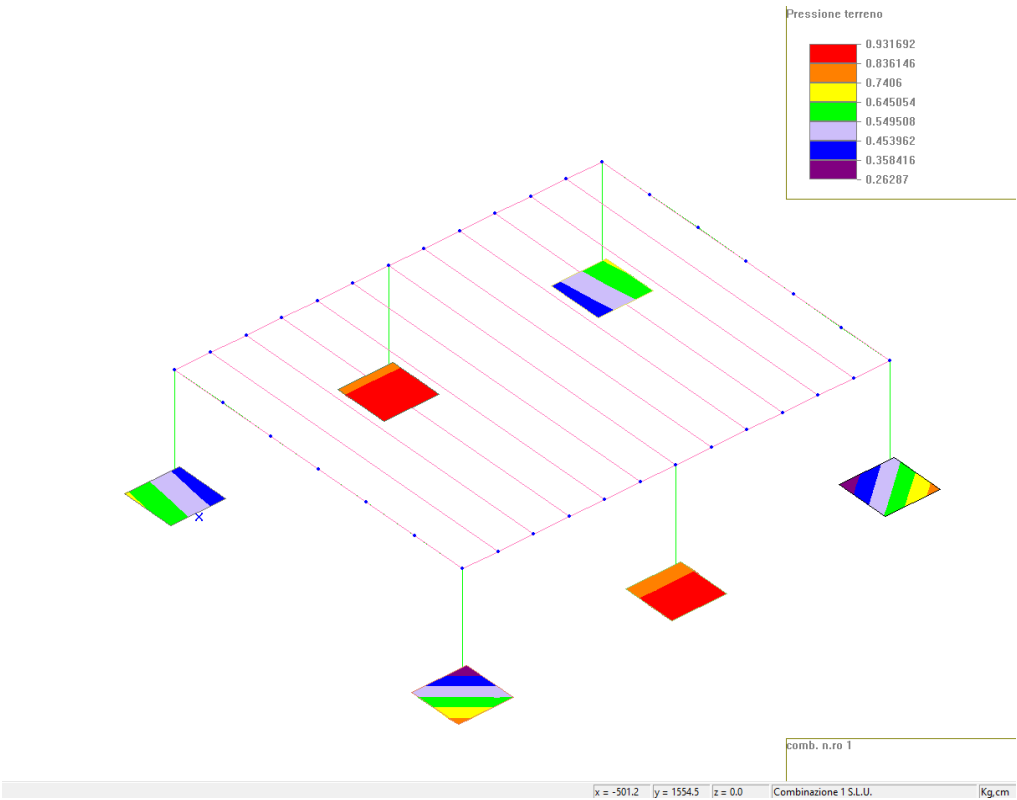
Momento flettente M3 - SLU1



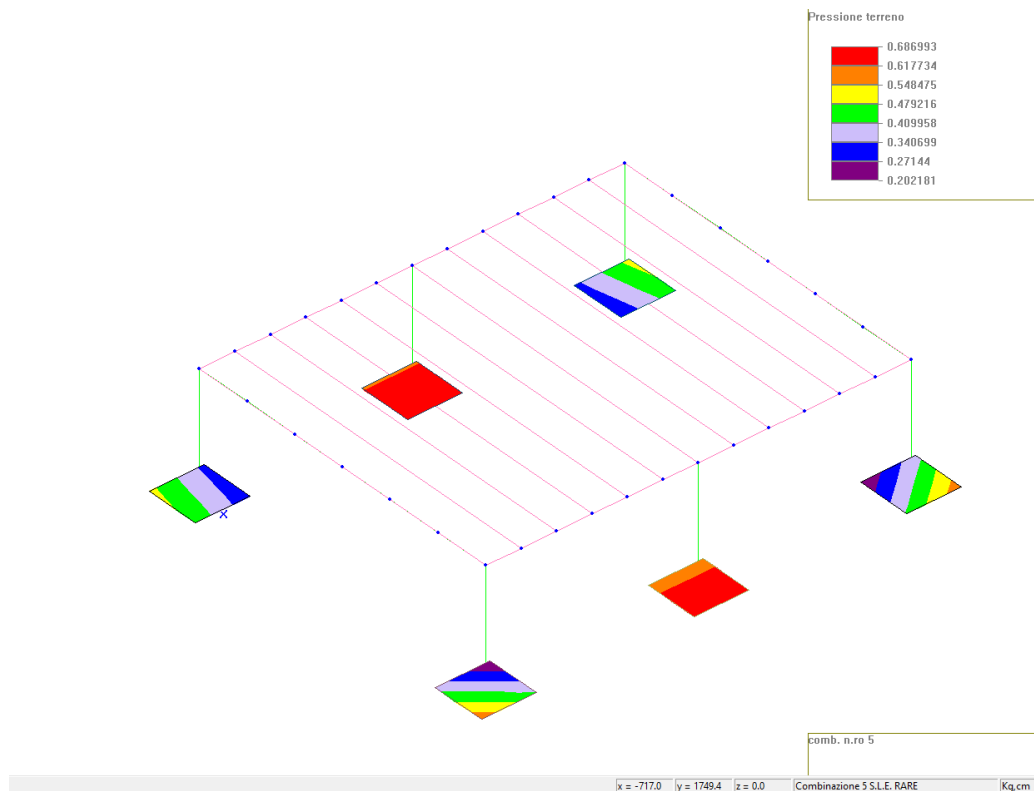
Taglio V2 - SLU1



Pressioni sul terreno o [kg/cm²] – SLU1



Pressioni sul terreno o [kg/cm²] – SLE rara



20

Si riportano infine le verifiche di resistenza condotte per i plinti:

Progetto e verifica plinti c.a.

Rck cls 300

T.A. (Tensioni Ammissibili)

Coefficiente m 15

Tens.amm.acciaio 2600

Armatura

Diam. (mm) Passo max

Asup 12 20

Ainf 12 20

Ainf min % 0.1

Copri ferro..... 4

Press.limite terreno 2

Debordo magrone 0

S.L. (Stati Limite)

Fyk acciaio 4500

Coeff.sic.cls 1.5

Coeff.sic.acciaio 1.15

Verifica a taglio-punzonamento

☐ D.M. 96

☐ EC2 (precedente versione)

☒ NTC (UNI-EN-1992-1-1)

Calcolo pressione max terreno

☐ Pressoflessione deviata (*)

☒ 2 Pressoflessioni rette (*)

(*) ipotesi suolo alla Winkler non reagente a trazione

☐ Verifica con magrone

OK Cancel

Progetta...

Plinti non verificati

Pressione max

CSInt.Punzon.

CSInt.Punzon.PI

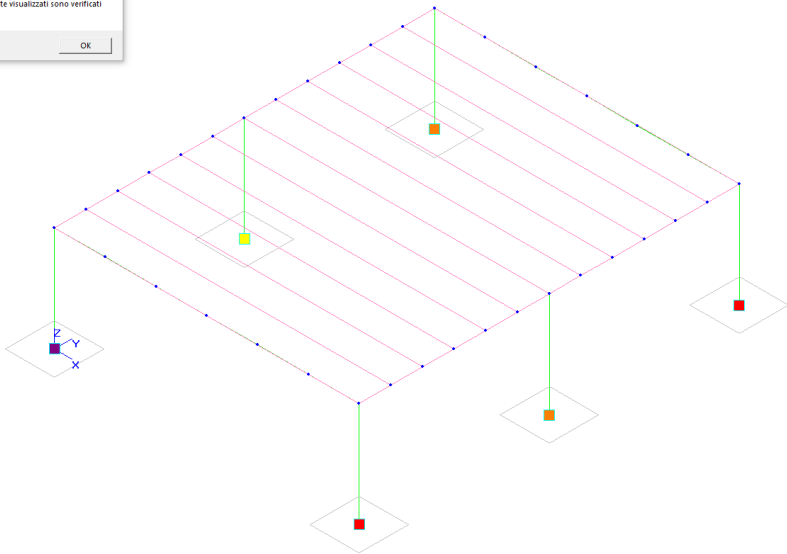
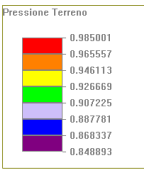
Disegno

Chiudi

civp1

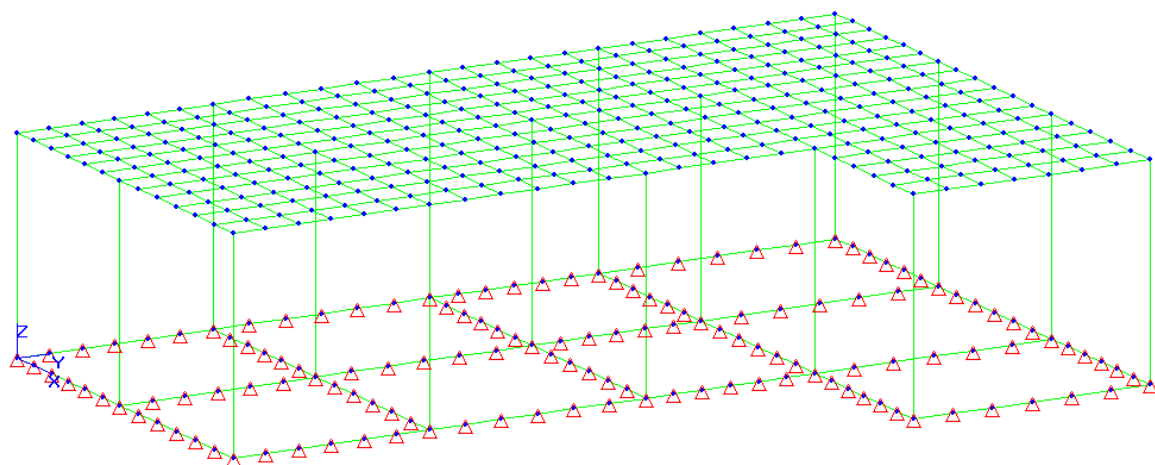
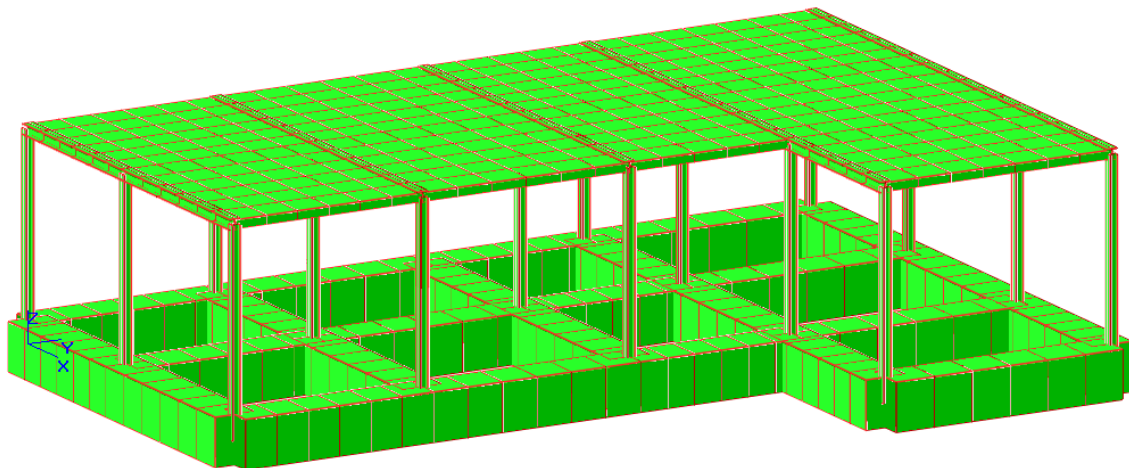
Ok...Tutti i plinti attualmente visualizzati sono verificati

OK

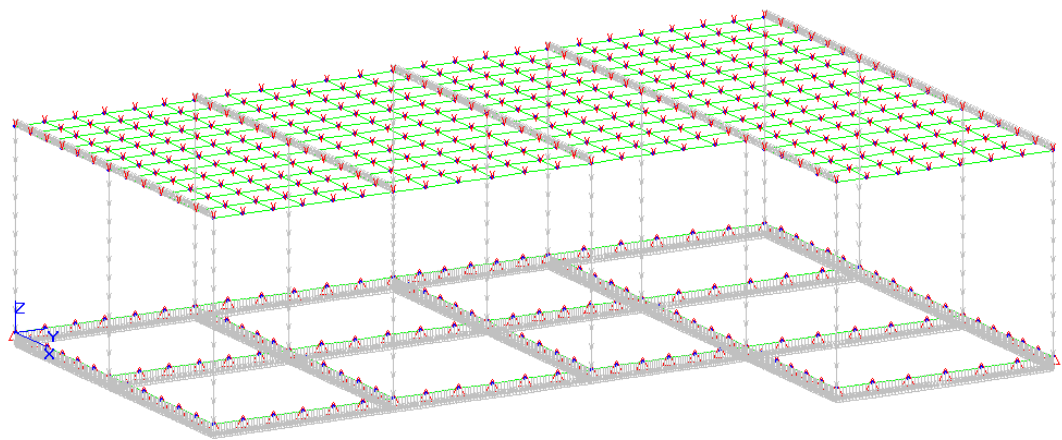


MODELLO VOLUME INTERNO “MODELLO_S01_B”

Nel seguito è riportata la vista tridimensionale del modello di calcolo sviluppato e la schematizzazione dei casi di carico considerati:

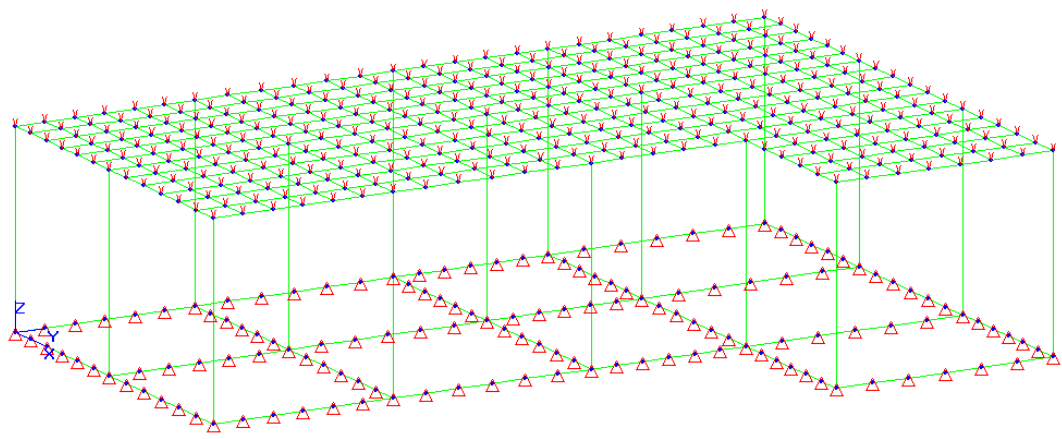


peso proprio delle strutture in c.a.o. (calcolato in modo automatico dal programma)



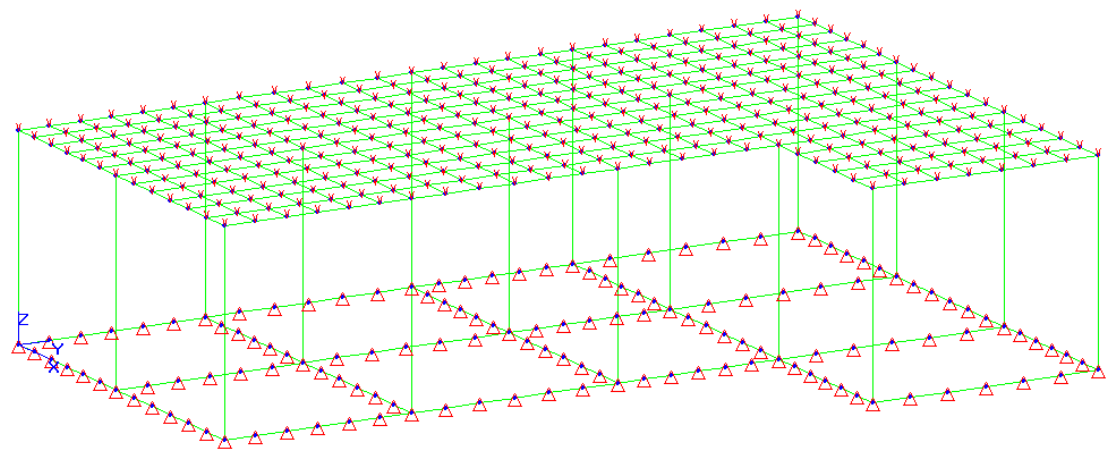
x = -852.4	y = 377.6	z = 0.0	c.d.c. 1 peso proprio	Kg.cm
------------	-----------	---------	-----------------------	-------

carico permanente solai



x = -781.9	y = 411.3	z = 0.0	c.d.c. 2: permanente non strutturale	Kg.cm
------------	-----------	---------	--------------------------------------	-------

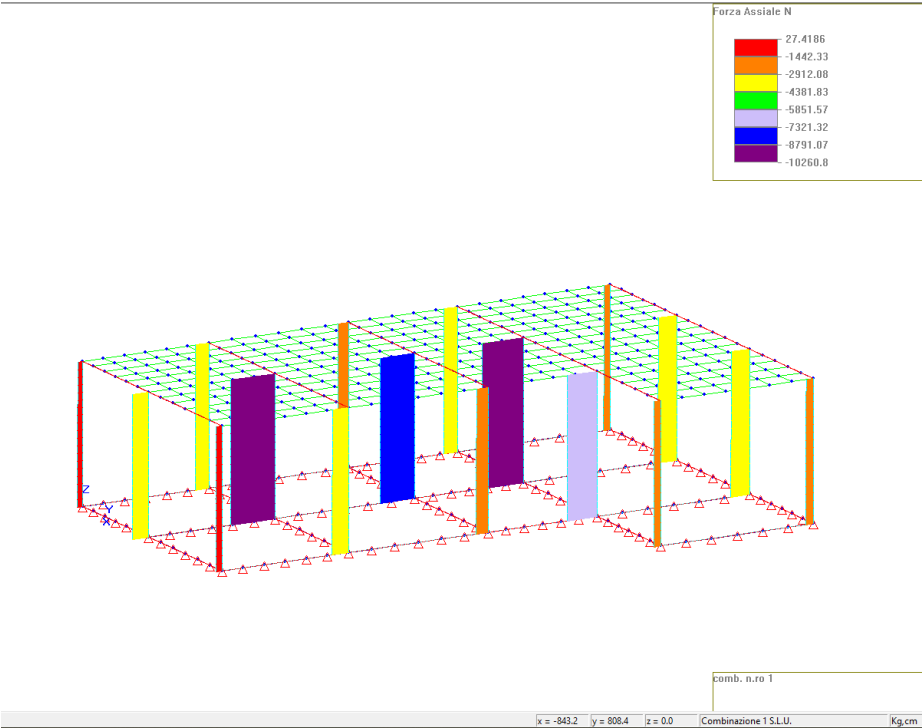
carico accidentale solai



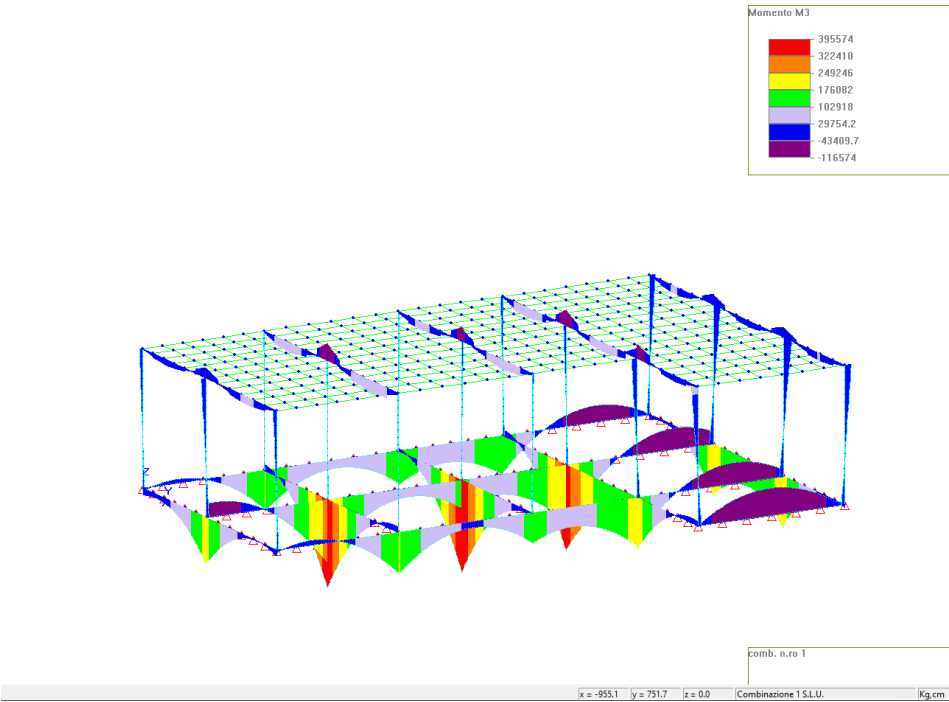
x = -729.7	y = 386.8	z = 0.0	c.d.c. 3: sovraccarico	Kg.cm
------------	-----------	---------	------------------------	-------

Nel seguito si esplicitano i risultati ottenuti dal modello e le principali verifiche strutturali condotte.

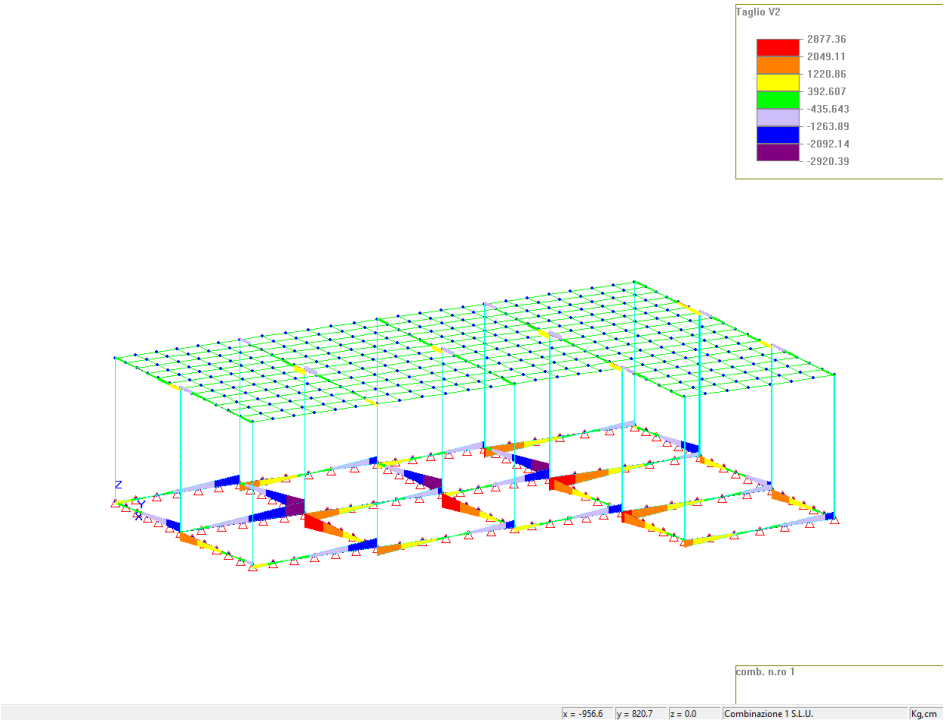
Azione assiale nelle colonne SLU



Momento flettente M3 SLU



Taglio V2 SLU



Si riportano infine le verifiche di resistenza e stabilità condotte sulle strutture portanti in acciaio:

Progetto elementi in acciaio

Tipo Acciaio: Fe 430 (S275)

Tensioni Ammissibili

Tens. Amm. 1900

Incr. Tens. Amm. 0 %

Stati Limite

Fyk 2800

C. Sic. acciaio 1.05

Azioni considerate nelle verifiche: N, M2, M3, V2, V3

Verifiche di Resistenza

Area ridotta % 1

Coeff. adatt. plas. piano 1-2 1

Coeff. adatt. plas. piano 1-3 1

Verifiche di Stabilità

Coeff. Beta piano 1-2 1

Coeff. Beta piano 1-3 1

Coeff. Beta torsionale 1

☒ Elementi

☐ Superelementi

NTC 2018

☒ Elementi appartenenti a strutture intelaiate

☐ Classe Duttilità "A" (CDA) ☒ Classe Duttilità "B" (CDB)

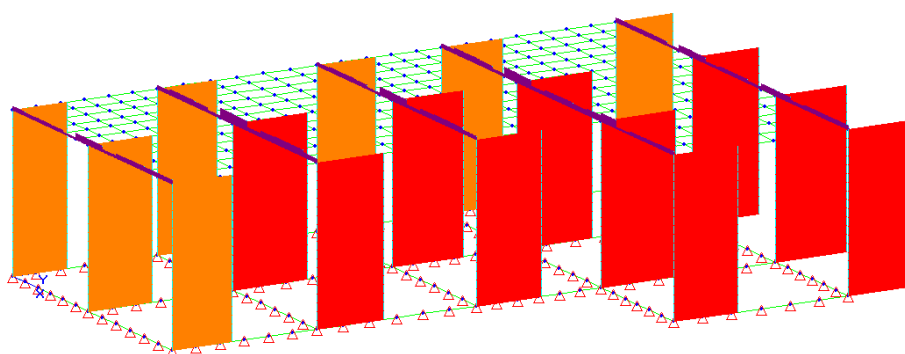
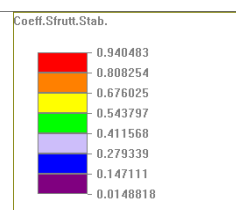
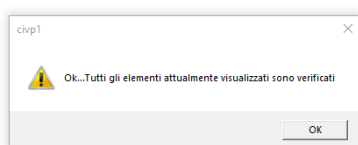
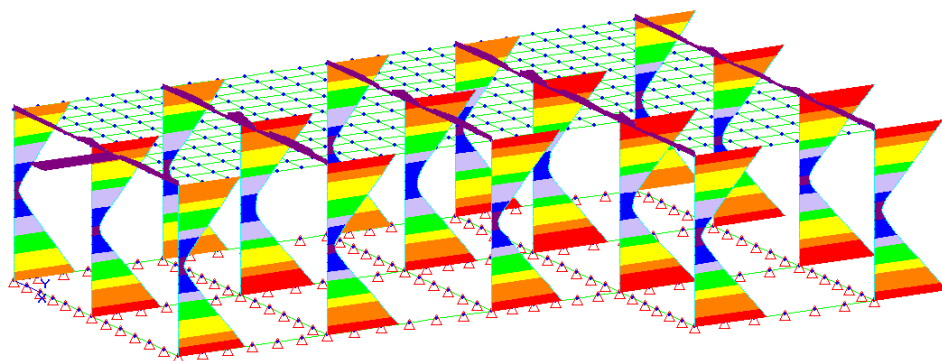
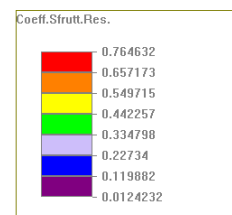
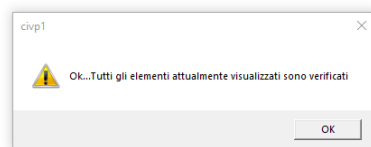
Fattore di sovraresistenza (NTC p.to 7.5.4.2)

Coeff. Omega (NTC p.to 7.5.4.2)

1.15

1

OK Cancel



I valori dei coefficienti di sicurezza sia a resistenza che a stabilità sono inferiori all'unità, pertanto le strutture in acciaio in progetto sono verificate per i carichi considerati.

Si riporta nel seguito la verifica a flessione condotta sulla sezione della fondazione:

Si considera una sezione rettangolare di dimensioni pari a $B=40\text{ cm} \times H=50\text{ cm}$ armata con:

$$A_{f,\text{sup}} = 3 \varnothing 10 = 2,36\text{ cm}^2$$

$$A_{f,\text{inf}} = 2 \varnothing 10 = 1,57\text{ cm}^2$$

$$A_{f,\text{inf}} = 3 \varnothing 10 = 2,36\text{ cm}^2$$

Inoltre verranno disposte staffe $\varnothing 10 / 20\text{ cm}$ per assicurare la verifica a taglio della fondazione continua.

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione fondazione 40x50

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

Titolo: _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 3 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,36	4
2	1,57	25
3	2,36	46

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

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 39,55 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

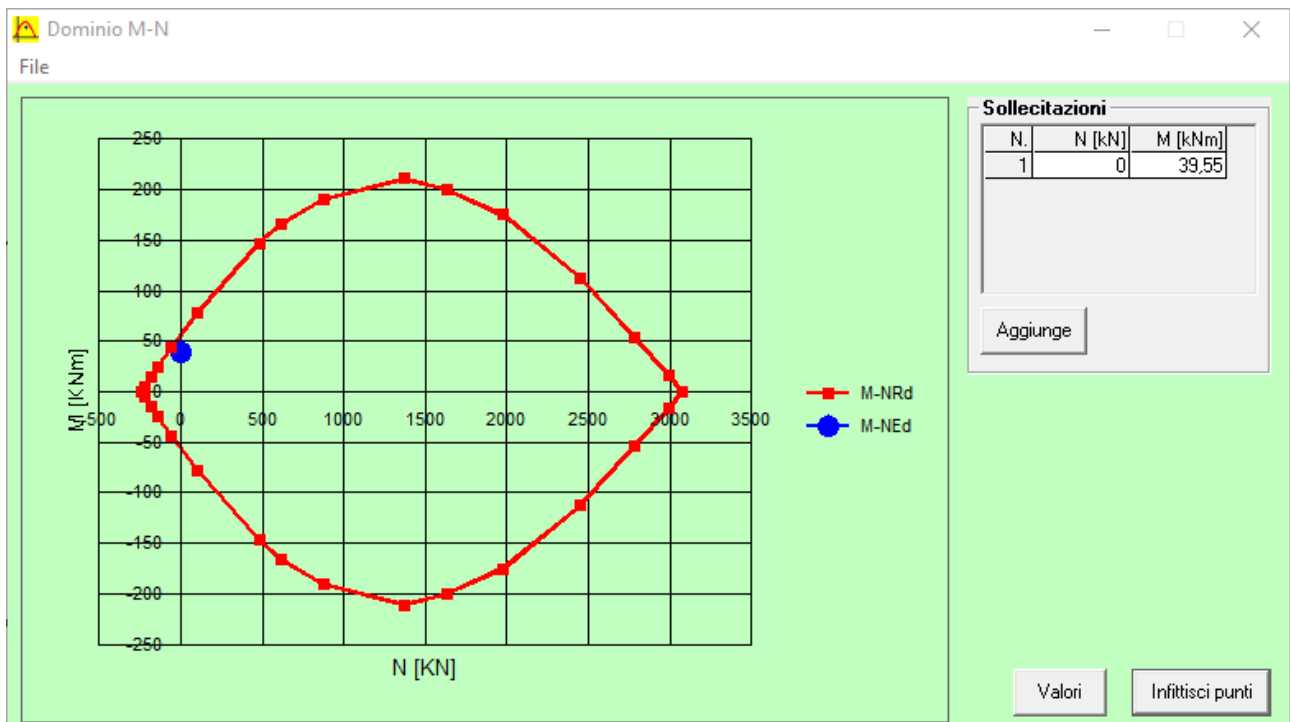
Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

M_{xRd} 55,85 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 40,41 ‰
 d 46 cm
 x 3,667 x/d 0,07971
 δ 0,7



Si ha: $M_{Ed} = 39,55 \text{ kNm} < M_{Rd} = 55,85 \text{ kNm} \rightarrow$ Verifica soddisfatta

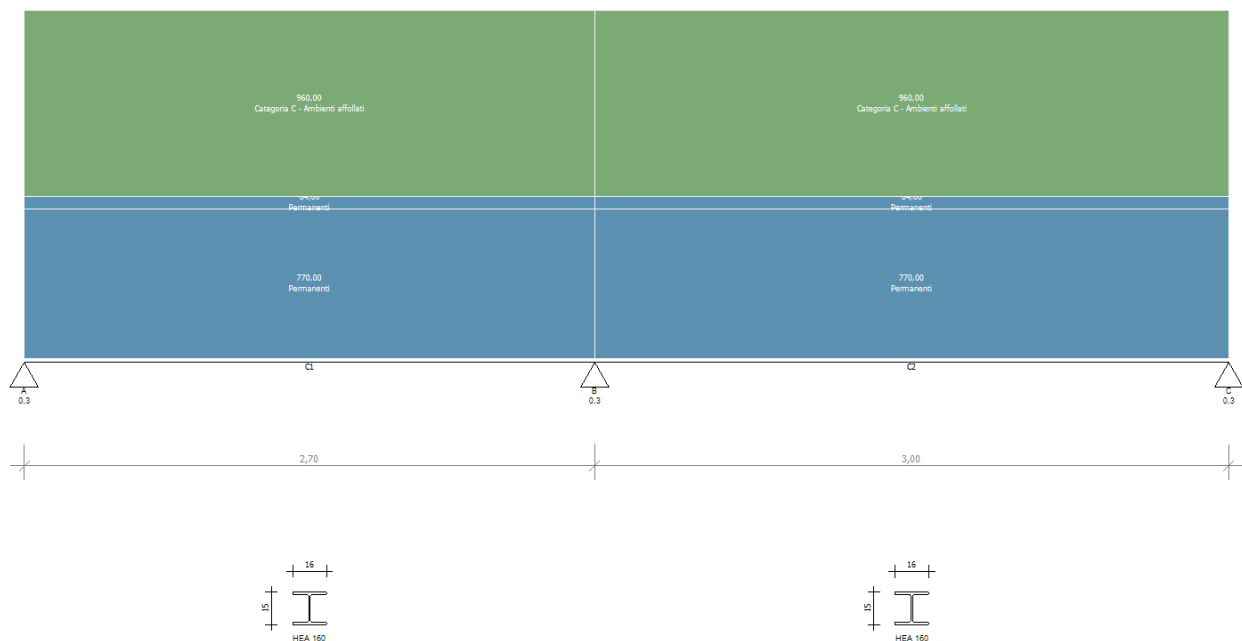
La verifica della singola trave in acciaio HEA160 del solaio è la seguente:

Schema statico e di carico:

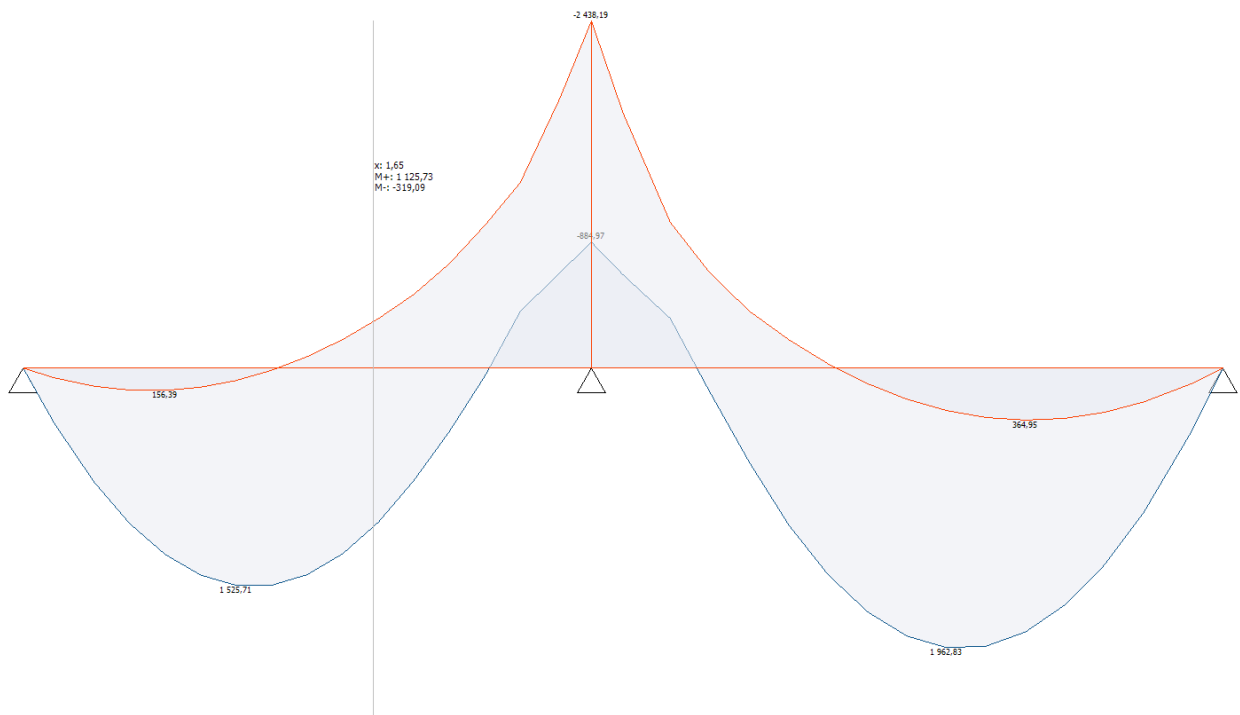
$$p.p. = 2,40 \text{ kN/m} \times 3,20 \text{ m} = 7,70 \text{ kN/m}$$

$$perm = 0,20 \text{ kN/m} \times 3,20 \text{ m} = 0,64 \text{ kN/m}$$

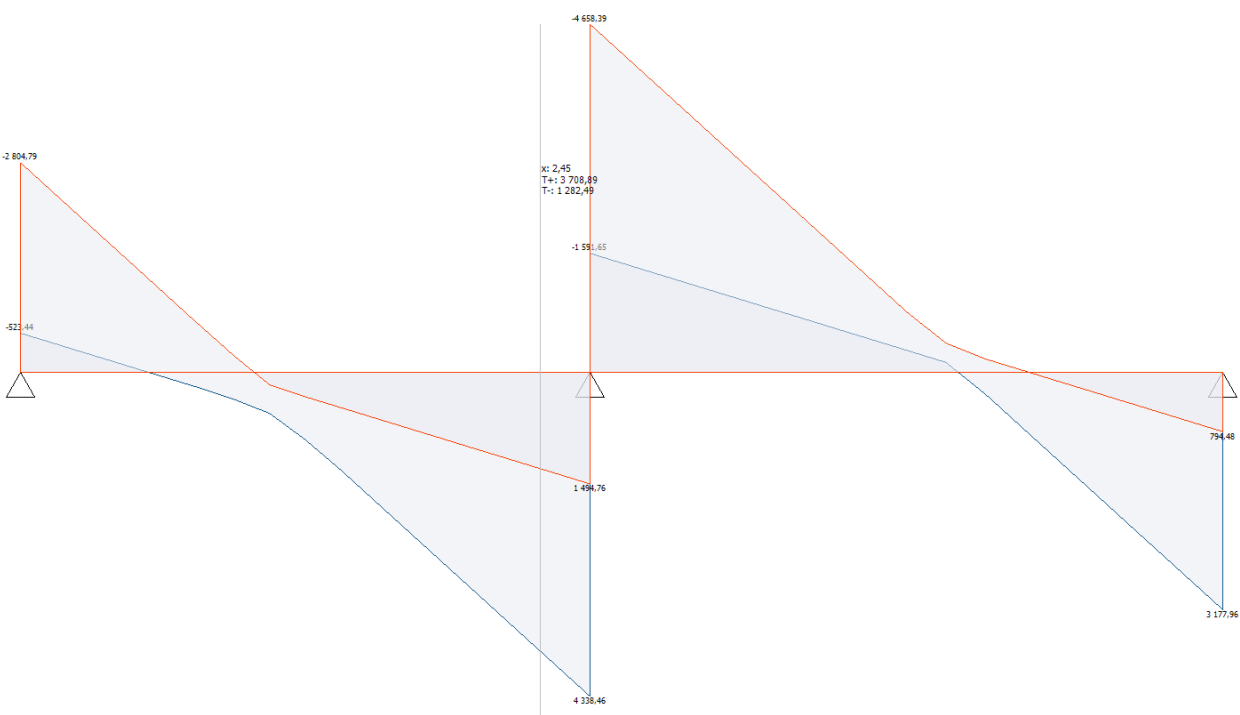
$$q \text{ acc} = 3,00 \text{ kN/m} \times 3,20 \text{ m} = 9,60 \text{ kN/m}$$



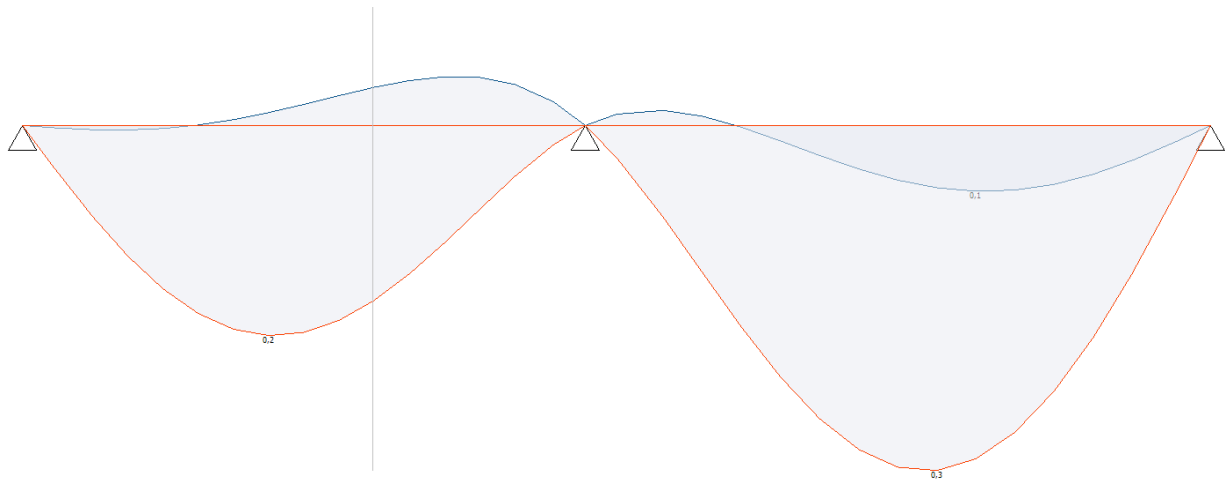
Momento M3 - SLU



Taglio V2 - SLU



Deformata (cm)



I risultati sono i seguenti:

$$M = 24,38 \text{ kNm} = 24.380.000 \text{ Nmm}$$

$$V = 46,58 \text{ kN} = 4.658 \text{ N}$$

Deformazione massima sotto carico: circa 3 mm

31

- **Verifiche a Flessione retta**

Il valore di calcolo del momento flettente M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$M_{Ed} / M_{c, Rd} \leq 1$$

Per sezioni di classe 1 si ottiene la seguente espressione:

$$M_{c, Rd} = W_{pl,y} f_{yk} / \gamma_{M0} = 245.100 \times 275 / 1,05 = 64.193.000 \text{ Nmm}$$

Si ha:

$$24.380.000 / 64.193.000 = 0,38 < 1$$

La verifica risulta soddisfatta.

- **Verifiche a Taglio**

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$V_{Ed} / V_{c, Rd} \leq 1$$

$$V_{c, Rd} = (A_v (f_{yk} / \sqrt{3})) / \gamma_{M0} = 199.800 \text{ N}$$

$$\text{con } A_v = 1321 \text{ mm}^2$$

Si ha:

$$4.658 / 199.800 = 0,03 < 1$$

La verifica risulta soddisfatta.

• **Verifiche di deformazione allo SLE**

La deformazione verticale massima del profilo a pieno carico è pari a 3 mm

$$f_{SLE} = 3 \text{ mm} = (1/900) L$$

valore ritenuto accettabile per il tipo di struttura in progetto

→ La verifica risulta soddisfatta

La verifica della soletta di calpestio piano terra è implicitamente soddisfatta impiegando lastre in lamiera grecata del tipo A55/P600 Hi_bond Metecno (o similare) la cui scheda tecnica riporta in funzione del sovraccarico di progetto la massima luce del solaio per lo spessore di soletta adottato. Nel nostro caso si ha:

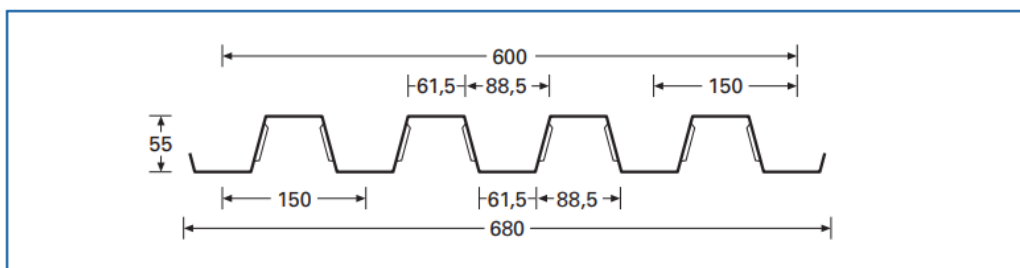
spessore soletta = 12 cm;

spessore lamiera = 1,20 mm

Luce massima di calcolo = 345 cm

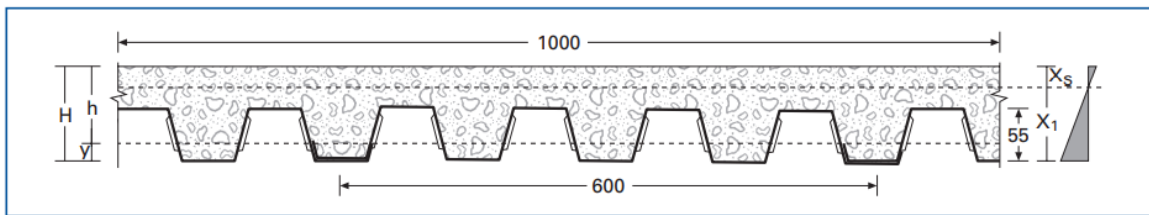
Carico utile unif. distribuito = 3,20 kN/mq

TIPO A 55/P 600
HI-BOND
HI-BOND
TYPE A 55/P 600



Caratteristiche della lamiera - Properties of the trapezoidal sheets
Caracteristiques du profil - Blecheigenschaften

	mm	Spessore - Thickness - Epaisseur - Stärke			
		0,70	0,80	1,00	1,20
Peso - Weight - Poids - Gewicht	kg/m	5,50	6,28	7,85	9,42
Peso - Weight - Poids - Gewicht	kg/m ²	9,16	10,47	13,08	15,70
J totale - total	cm ⁴ /m	53,32	61,44	77,56	93,72
y _i	cm	2,44	2,44	2,44	2,44
Area tot.	cm ² /m	11,0	12,66	16,00	19,33
Compressione sup. - Top compression					
J _f	cm ⁴ /m	47,42	56,57	75,84	93,72
W _i	cm ³ /m	20,70	24,12	31,05	38,05
W _s	cm ³ /m	14,52	17,63	24,34	31,50
Compressione inf. - Bottom compression					
W _i	cm ³ /m	16,75	20,46	28,41	36,72
W _c	cm ³ /m	18,04	21,02	27,04	33,07



Caratteristiche statiche della soletta - Properties of the slab - Caracteristiques statiques de la dalle - Statische eingenschaften der decke

H cm	Peso soletta - Slab weight Poids de la dalle - Gewicht der Decke kg/m ²	Spessore lamiera- Sheet thickness Epaisseur de la tôle - Blechstärke mm	Xs cm	J tot. cm ⁴ /m	Ws cm ³ /m	Wi cm ³ /m	T Kg/m
10	190	0,70	3,61	329,49	1368,98	51,57	1130
		0,80	3,79	362,35	1435,63	58,31	
		1,00	4,08	422,25	1550,71	71,38	
		1,20	4,33	475,79	1648,72	83,90	
11	215	0,70	3,92	424,00	1624,49	59,85	1250
		0,80	4,11	466,42	1701,96	67,70	
		1,00	4,44	543,66	1834,79	82,93	
		1,20	4,72	612,43	1946,55	97,51	
12	240	0,70	4,20	533,98	1905,23	68,50	1360
		0,80	4,42	587,80	1995,33	77,53	
		1,00	4,79	685,83	2149,20	95,08	
		1,20	5,09	773,00	2277,62	111,88	
13	265	0,70	4,48	659,76	2209,28	77,43	1460
		0,80	4,71	726,89	2313,67	87,71	
		1,00	5,11	849,32	2491,55	107,69	
		1,20	5,45	958,20	2639,26	126,84	

TIPO A 55/P 600 - HI-BOND

HI-BOND TYPE A 55/P 600

Luce massima in metri per solai HI-BOND - Max spans in meters - Max entr'axes en metres -

Max spannweite in metern

H Soletta Slab Dalle Decke mm	Spessore Thickness Epaisseur Stärke mm	Sovraccarico utile uniformemente distribuito KN/m ² - Useful overload evenly distributed KN/m ² Surcharge utile uniformement repartie KN/m ² - Nutzlast gleichmassig verteilt KN/m ²													
		1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00
10	0,70	3,30	3,18	3,07	2,97	2,88	2,79	2,72	2,64	2,58	2,52	2,41	2,31	2,15	1,88
	0,80	3,55	3,42	3,29	3,18	3,08	2,99	2,91	2,83	2,76	2,69	2,56	2,44	2,26	1,88
	1,00	4,01	3,85	3,70	3,57	3,39	3,24	3,12	3,01	2,91	2,83	2,69	2,57	2,26	1,88
	1,20	4,41	4,23	3,94	3,71	3,53	3,37	3,24	3,13	3,03	2,95	2,80	2,68	2,26	1,88
11	0,70	3,20	3,10	3,01	2,93	2,85	2,78	2,72	2,65	2,60	2,54	2,44	2,36	2,21	2,08
	0,80	3,44	3,34	3,24	3,15	3,06	2,98	2,91	2,85	2,78	2,73	2,62	2,52	2,36	2,08
	1,00	3,89	3,76	3,64	3,54	3,44	3,35	3,27	3,19	3,12	3,05	2,93	2,80	2,50	2,08
	1,20	4,29	4,14	4,01	3,89	3,78	3,67	3,53	3,41	3,30	3,21	3,04	2,91	2,50	2,08
12	0,70	3,09	3,02	2,94	2,87	2,81	2,75	2,70	2,64	2,59	2,55	2,46	2,38	2,24	2,13
	0,80	3,33	3,25	3,17	3,09	3,02	2,96	2,89	2,84	2,78	2,73	2,64	2,55	2,40	2,27
	1,00	3,77	3,66	3,57	3,48	3,40	3,33	3,25	3,19	3,13	3,07	2,96	2,86	2,69	2,27
	1,20	4,15	4,04	3,93	3,83	3,74	3,65	3,57	3,50	3,43	3,36	3,24	3,13	2,72	2,27
13	0,70	2,99	2,93	2,87	2,81	2,76	2,71	2,66	2,62	2,58	2,53	2,46	2,39	2,27	2,16
	0,80	3,22	3,15	3,09	3,03	2,91	2,91	2,86	2,81	2,77	2,72	2,64	2,56	2,43	2,31
	1,00	3,65	3,56	3,49	3,41	3,35	3,28	3,22	3,16	3,11	3,06	2,96	2,88	2,72	2,43
	1,20	4,03	3,93	3,84	3,76	3,68	3,61	3,54	3,48	3,42	3,36	3,25	3,15	2,92	2,43

Per il valore di sovraccarico di progetto si ricava una luce massima pari a 3,74 m (per lamiera sp. 1,2 mm e soletta H=12 cm), per cui risulta $L_{\text{prog}} = 3,45 \text{ m} < L_{\text{max}} = 3,74 \text{ m}$ → Verifica soddisfatta

8 DOCUMENTO DI VALIDAZIONE DEL SOFTWARE



Il sottoscritto Dott.Ing. Giorgio Alberti nella qualità di amministratore unico della società ASG srl, produttrice del software denominato CIVILSOFT, dichiara che detto software è un programma pre e post - processore del software Xfinest prodotto da CEAS srl, Centro di Analisi Strutturale, V.le Giustiniano 10, 20129 Milano, dotato di "Dichiarazione di affidabilità ai sensi del cap. 10 delle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018 e succ. aggiornamenti " fornito dalla stessa Ceas srl, ed alla quale si rimanda.

In particolare affidabilità e robustezza del codice di calcolo Xfinest sono stati verificati confrontando i risultati numerici di numerosi esempi che Ceas srl, allega insieme alla "Dichiarazione di Affidabilità", con i risultati teorici.

ASG srl
Dott.Ing. Giorgio Alberti

ASG s.r.l. - SOFTWARE
ANALISI E GRAFICA STRUTTURALE
Via S. Eufemia, 30 - PIACENZA
C.F./P.IVA n. 01150490330

ASG srl
29121 Piacenza - Via S. Eufemia, 30 - Tel. 0523-337389 - Fax 0523-337071
Capitale Sociale € 10.400 I.v. Iscr. R.E.A. PC n. 130631 - Cod. Fisc. / Part. IVA / N. Reg. Imprese 01150490330
Sito Internet: www.asgsogt.it - info@asgsogt.it



Affidabilità del codice di calcolo XFINEST

Facendo seguito a quanto previsto nel paragrafo "Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo" delle "Norme tecniche per le Costruzioni", si precisa che la documentazione a corredo del software richiesta dalla norma citata è contenuta nei seguenti documenti in formato PDF compresi nell'installazione di Xfinest:

Manuale Utente

Oltre alla descrizione del formato dei dati di input e di output del programma, sono riportate le caratteristiche di tutti i tipi di elementi finiti implementati e degli algoritmi implementati (ad es. la bibliografia del singolo elemento finito riporta il testo/articolo contenente la formulazione su cui quest'ultimo si basa).

Manuale Teorico

Contiene una descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi implementati nel codice di calcolo.

Manuale di Validazione

Per tutti gli elementi finiti e per gli algoritmi implementati sono riportati dei casi prova commentati con il confronto fra i risultati forniti dal programma e i valori teorici (se non disponibili viene riportato il confronto con valori in letteratura, ottenuti sperimentalmente e/o con altri codici di calcolo). Tutti i file di input dei casi prova sono compresi nell'installazione del programma.

Harpaceas s.r.l.
Ing. Paolo Sattamino