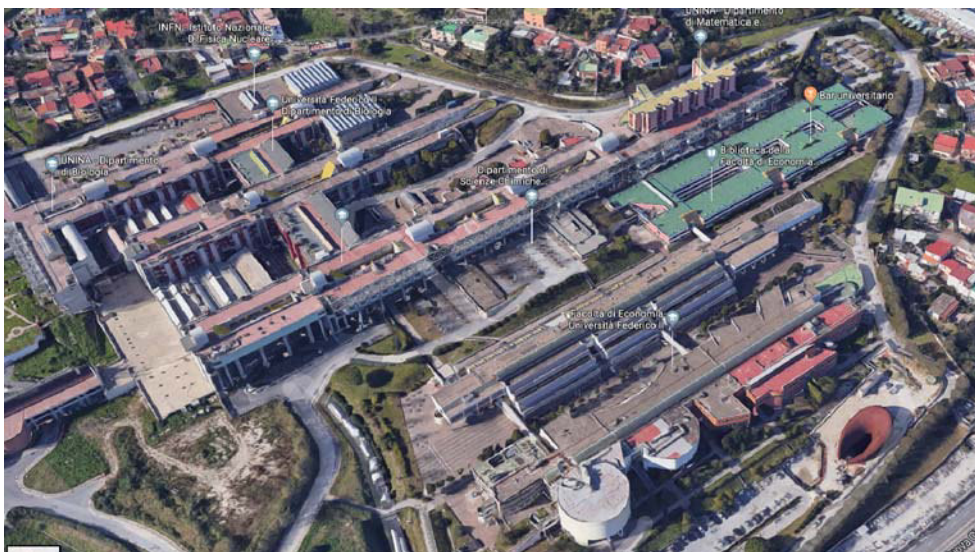




# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II COMPLESSO DI MONTE SANT'ANGELO

Strada Vicinale Cupa Cintia n. 21, 80126 Napoli NA



## DATI PROGETTO

**PROGETTO: C.I.P.:MSA00.1802L**

LAVORI DI RIFACIMENTO DELLA COPERTURA E DEI SISTEMI DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE (GRONDE E PLUVIALI), DEI LABORATORI DENOMINATI "HANGAR" E "BUCO NERO" PRESSO EDIFICIO 6

## LIVELLO PROGETTAZIONE

- ☐ FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA  
☐ DEFINITIVO  
☒ ESECUTIVO

## DATI ELABORATO

### TIPOLOGIA PROGETTO

- ☒ OPERE EDILI  
☐ IMPIANTI ELETTRICI  
☐ IMPIANTI MECCANICI  
☐ ANTINCENDIO

### TIPO ELABORATO

- ☐ ARCHITETTONICO  
☐ SICUREZZA  
☒ CALCOLI PROGETTUALI  
☒ RELAZIONI  
☐ CONTABILITÀ

TAVOLA: ST-01

SCALA: //

DATA: DICEMBRE 2019

## RELAZIONE STRUTTURALE

**RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:** Ing. Raffaele D'Alessio

## TECNICI INCARICATI

**Coordinatore progettuale - Progettista Strutturale:**

Ing. Vincenzo Di Lauro

**Coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione:**

Ing. Massimo Di Palma

**Progettisti:**

Ing. Vincenzo Di Lauro

Ing. Massimo Di Palma

Ing. Raffaele Pelliccia

<b>1-</b>	<b>PARTE GENERALI E DATI DI PROGETTO .....</b>	<b>3</b>
1.1-	DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI .....	3
1.2-	LE CARATTERISTICHE DEL SITO DI FABBRICA .....	6
1.3-	VITA NOMINALE E PRESTAZIONI ATTESE .....	7
<b>2-</b>	<b>QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>9</b>
<b>3-</b>	<b>DATI DI RILIEVO E LIVELLO DI CONOSCENZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE</b>	<b>10</b>
<b>4-</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI .....</b>	<b>12</b>
4.1-	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA.....	12
<b>5-</b>	<b>CRITERI PER LA MISURA DELLA SICUREZZA .....</b>	<b>13</b>
<b>6-</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>14</b>
6.1-	PESO PROPRIO G1 PERMANENTI STRUTTURALI.....	14
6.2-	CARICHI PERMANENTI G2 NON STRUTTURALI .....	14
6.3-	CARICHI VARIABILI Q1 .....	15
6.4-	AZIONE SISMICA Q2 .....	17
6.4.1-	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO.....	18
6.4.2-	SPETTRI DI PROGETTO PER GLI SLU.....	20
6.5-	CARICO NEVE Q5.....	24
6.6-	CARICO VENTO Q3 .....	27
6.7-	AZIONI DELLA TEMPERATURA Q4 .....	30
<b>7-</b>	<b>CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>31</b>
<b>8-</b>	<b>CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI .....</b>	<b>38</b>
8.1-	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO .....	40
8.2-	DICHIARAZIONE DEL PRODUTTORE .....	45
<b>9-</b>	<b>I METODI DI CALCOLO.....</b>	<b>50</b>
<b>10-</b>	<b>- PROCEDIMENTO DI CALCOLO. ....</b>	<b>52</b>
10.1	CONDIZIONI DI VINCOLO .....	52
10.2	MODI DI VIBRARE .....	53
10.3	DIAGRAMMI E VALORI DELLE SOLLECITAZIONI ANTE OPERM .....	55
10.4	DIAGRAMMI E VALORI DELLE SOLLECITAZIONI POST OPERM .....	57
<b>11-</b>	<b>VERIFICHE SLU ANTE OPERAM .....</b>	<b>59</b>
<b>12-</b>	<b>VERIFICHE SLU POST OPERAM .....</b>	<b>59</b>
12.1-	VERIFICA CORRENTE 120x120x4 .....	60

12.2- VERIFICA DIAGONALI 80x803 .....	62
<b>13- VERIFICHE SLE.....</b>	<b>64</b>
13.2 VERIFICA SPOSTAMENTI VERTICALI .....	64
<b>14- VERIFICA ANCORAGGIO NUOVA COPERTURA .....</b>	<b>65</b>
<b>15- CONCLUSIONI .....</b>	<b>70</b>

# 1- PARTE GENERALI E DATI DI PROGETTO

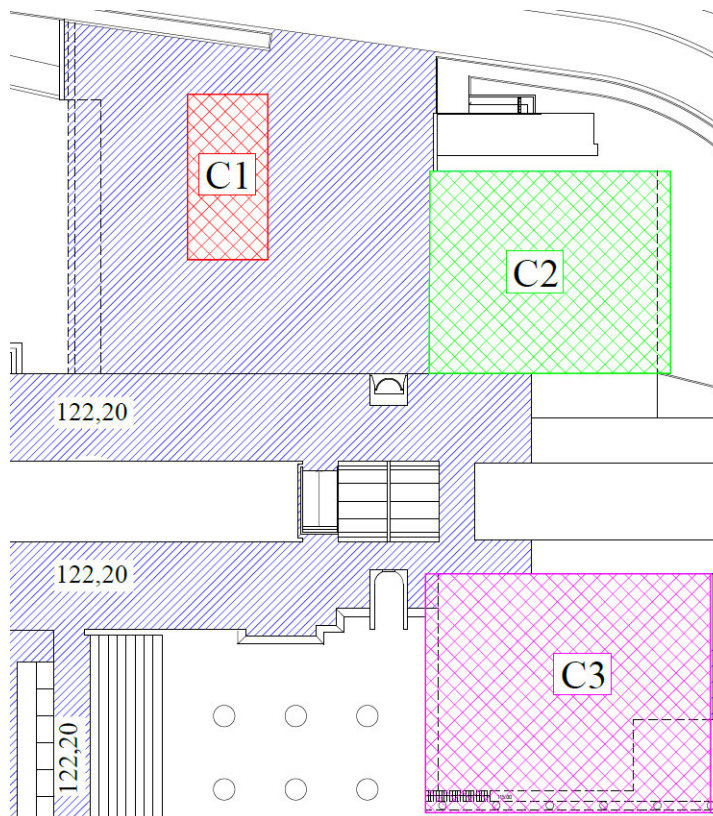
## 1.1-DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI

La presente relazione riguarda la verifica strutturale delle capriate metalliche a copertura dei laboratori di fisica denominata “HANGAR” e “Buco NERO” del complesso Universitario di Monte Sant’Angelo in Napoli.

Tale verifica si rende necessaria in quanto, nel complesso dei lavori per il rifacimento delle coperture, si manterrà il profilo originario a SHED, con il suo complesso strutturale, integrandolo con coperture leggere in policarbonato alveolare, sostituendo di fatto il manto impermeabile.

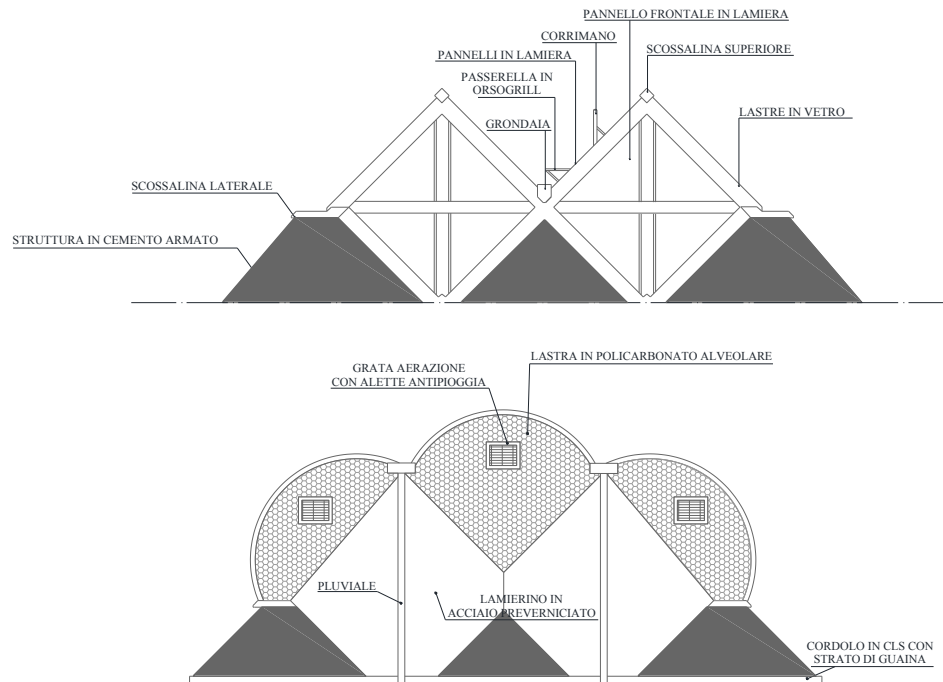
In seguito si vuole dimostrare che dal punto di vista strutturale le sollecitazioni con le relative verifiche delle sole strutture metalliche subiscono variazioni poco significative, all’uopo viene effettuata una verifica post es ante intervento con comparazione dei risultati.

Non avendo a disposizioni grafici strutturali e documenti che attestano la qualità dei materiali, si sono effettuati i rilievi geometrici strutturali e prelevato campioni da sottoporre a prova di trazione.

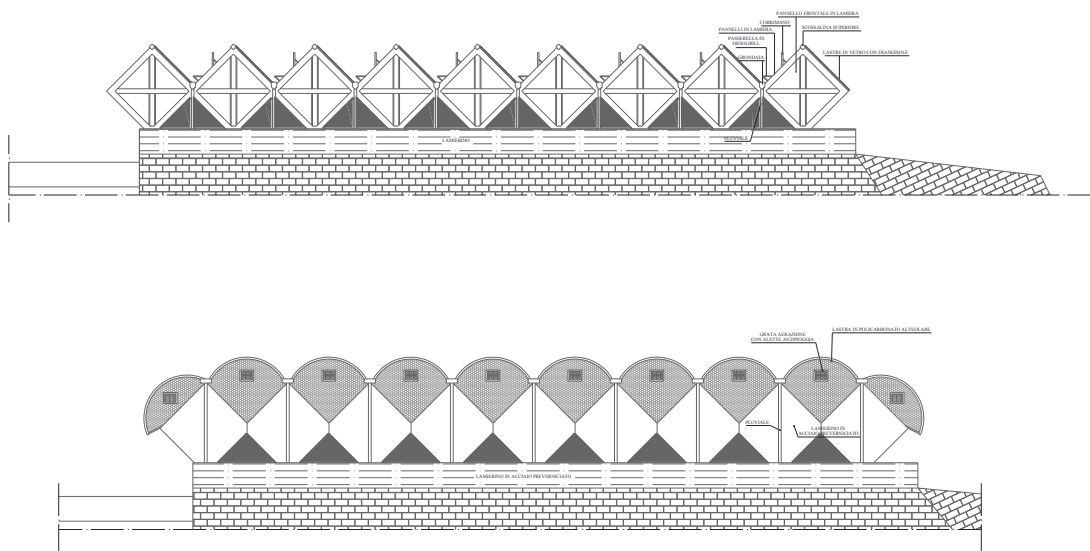


INDIVIDUAZIONE DEI CORPI DI FABBRICA

## SEZIONE STATO DEI LUOGHI E DI PROGETTO COPERTURE C1



## SEZIONE STATO DEI LUOGHI E DI PROGETTO COPERTURE C2





## 1.2-LE CARATTERISTICHE DEL SITO DI FABBRICA

L'area dove sarà realizzata l'opera è situata nel Comune di Napoli, posta ad un'altezza sopra il livello del mare di circa 120 metri ad una distanza dalla costa di circa Km 3, le coordinate geografiche sono:

lat. 40.838369

long. 14.183264



Per quanto riguarda la classificazione della categoria del suolo di fondazione delle opere in progetto non avendo a disposizione un'indagine adeguata si può classificare il suolo in categoria "C". Per quanto concerne le condizioni topografiche del sito sulla scorta dei sopralluoghi effettuati l'area ricade nella categoria "T1".

### 1.3-VITA NOMINALE E PRESTAZIONI ATTESE

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni anche accidentali; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

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

La vita nominale di un'opera è intesa  $V_n$  è intesa come numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, **nel caso specifico  $V_n \geq 100$**

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutti gli inderogabili suggerimenti previsti nelle "Norme Tecniche per le

Costruzioni”.

Pertanto, si fissano i seguenti parametri, utili alla definizione dell'azione sismica e delle prestazioni attese:

- Vita nominale,  $V_n = 100$  anni.
- Coefficiente di Classe d'uso,  $C_u = 2,0$
- Vita di riferimento,  $V_r = 200$  anni

## 2- QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

- **Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 17/01/2018**
- **Circolare n. 7 del 21 Gennaio 2019**  
 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”
- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)**  
 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)**  
 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”  
 Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
- **Delibera G.R. n. 5747 del 05/12/2003 pubbl. su BURC n. 4 del 06/01/2004**  
 “Applicazione dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. Individuazione delle categorie di edifici e opere infrastrutturali di competenza regionale di interesse strategico ai fini protezione civile in conseguenza di un eventuale collasso”.
- **Delibera G.R. n. 3573 del 07/09/2002 pubbl. su BURC n. 56 del 18/01/2002**  
 “Aggiornamento della classificazione sismica dei comuni della Regione Campania.”.

### **3- DATI DI RILIEVO E LIVELLO DI CONOSCENZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE**

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza deve essere definito il livello di conoscenza.

Gli aspetti che definiscono il livello di conoscenza sono:

- Geometria;
- Dettagli strutturali;
- Materiali.

#### **GEOMETRIA**

La geometria è nota in base ad un rilievo ex-novo esteso effettuato in situ. Il rilievo completo è servito a produrre disegni completi dell'intero organismo strutturale resistente alle azioni verticali ed orizzontali quali:

- tralicci;
- quadro fessurativo;

#### **DETTAGLI COSTRUTTIVI**

Per i dettagli costruttivi si sono esaminati

- a. qualità del collegamento elementi delle capriate;
- b. qualità del collegamento con le strutture verticali in cemento armato;

Considerato che, nel caso in esame, sono stati effettuati solo rilievi geometrici, è stato assunto il Livello di conoscenza LC1 ed il fattore di confidenza corrispondente è  $FC=1,35$ .

**Tabella C8.5.IV** – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

## LIVELLO DI CONOSCENZA LC1

Per cui

**FC = 1.35**

---

## 4- CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI

### 4.1- ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

Le prove sulle strutture esistenti sono state realizzate dalla società Tecnolab S.r.L. in particolare si è effettuato un prelievo in cantiere di un tallone metallico e sottoposto a prova di trazione. Dal rapporto di prova, allegato alla presente verifica si può desumere la resistenza allo snervamento minima di  $f_{ym} = 388,39 \text{ N/mm}^2$  ed a rottura  $f_t = 443.72 \text{ N/mm}^2$  pertanto applicando i relativi coefficienti di sicurezza si ha:

*Per cui la resistenza di calcolo dell'acciaio è pari a:*

$$f_{yd} = f_{ym}/\gamma_c = 388.39/1.35 = 287 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ty} = 443.72/1.35 = 328 \text{ N/mm}^2$$

## 5- CRITERI PER LA MISURA DELLA SICUREZZA

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, nei confronti di eventuali azioni eccezionali. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti.

Per la verifica degli elementi si utilizzeranno i seguenti coefficienti di sicurezza dei materiali:

### ACCIAIO

**Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità**

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

**Tab. 4.2. XIV - Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.**

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	$\gamma_{M3} = 1,25$
Resistenza a scorrimento: per SLU	
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bullone ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,0$
con serraggio controllato	
con serraggio non controllato	$\gamma_{M7} = 1,10$

## 6- ANALISI DEI CARICHI

### 6.1- PESO PROPRIO G1 PERMANENTI STRUTTURALI

I carichi permanenti strutturali vengono calcolati nelle analisi statiche e dinamiche introducendo nel modello di calcolo la geometria della struttura esistente, assegnando al materiale il relativo peso specifico:

<b>G1</b>	<b>Peso specifico elementi in acciaio</b>	<b>7850 Kg/m<sup>3</sup></b>
	<b>Accelerazione di gravità</b>	<b>g = 9.81m/s<sup>2</sup></b>

Il peso proprio delle travi metalliche sarà calcolata automaticamente da software ed inserita nella condizione elementare DEAD.

### 6.2- CARICHI PERMANENTI G2 NON STRUTTURALI

I carichi permanenti sono costituiti dalle azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare costanti nel tempo.

Nel caso specifico abbiamo:

#### **PERMANENTE PORTATO IN COPERTURA**

Copertura in vetro esistente composta da lastre di spessore 10 mm, profili in acciaio  
 $100 \times 40 \times 3 = 0.5 \text{ KN/mq}$

Copertura con sistema profili in alluminio lastre di polycarbonato alveolare di spessore 10 mm, staffe e canali di gronda =  $0.15 \text{ KN/mq}$

## 6.3- CARICHI VARIABILI Q1

I carichi variabili sono legati alla destinazione d'uso, in base alla tabella 3.1.II delle NTC 2018 nel caso specifico abbiamo:

Coperture accessibili per sola manutenzione

**Q1 = 0.50 kN/mq**

**Tabella 3.1.II** – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q <sub>k</sub> [kN/m²]	Q <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

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

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

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

## 6.4- AZIONE SISMICA Q2

LE VERIFICHE SARANNO EFFETTUATE SOLO ALLE STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA EFFETTUANSO UNA VERIFICA STATICA DEL TIPO LOCALE, TRALASCIANDO LE OPERE IN ELEVAZIONE IN C.A.  
SI ESTENDERA' TALE VERIFICA AL SISMA VERTICALE PER TRAVI DI LUNGHEZZA SUPERIORE A 20 METRI.

Il modello di riferimento per la descrizione della forza sismica, in conformità a quanto prescritto sia dalle NTC 2018 che dall'OPCM 3431, è costituito dallo spettro di risposta elastico.

Il calcolo con la definizione dello spettro di risposta viene calcolato con il programma Spettro Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, la definizione degli spettri di risposta relativi ad uno stato limite è articolata in tre fasi:

- 1) Individuazione della pericolosità del sito;
- 2) Scelta della strategia di progettazione;
- 3) Determinazione dell'azione di progetto;

L'azione sismica verrà calcolata ricorrendo al metodo della analisi dinamica lineare.

Lo spettro di risposta elastico della **componente orizzontale**  $S_e(T)$  per il periodo di ritorno di riferimento  $T$  è definito mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{array}$$

dove:

- $S_e(T)$  ordinata dello spettro di progetto;
- $T$  periodo di ritorno di riferimento;
- $a_g$  valore di progetto dell'accelerazione del terreno per il periodo di ritorno di riferimento;

- $T_C$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- $T_B$  periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante (pari a  $T_C/3$ );
- $T_D$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi;

Lo spettro di risposta elastico della **componente verticale**  $S_{ve}(T)$  per il periodo di ritorno di riferimento  $T$  mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove:

- $S_{ve}(T)$  accelerazione spettrale verticale;
- $T$  periodo di ritorno di riferimento;
- $F_v$  fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale.

### 6.4.1- CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

Ai sensi della Delibera G.R. n. 3573 il Comune di Napoli ricade in Zona 2.

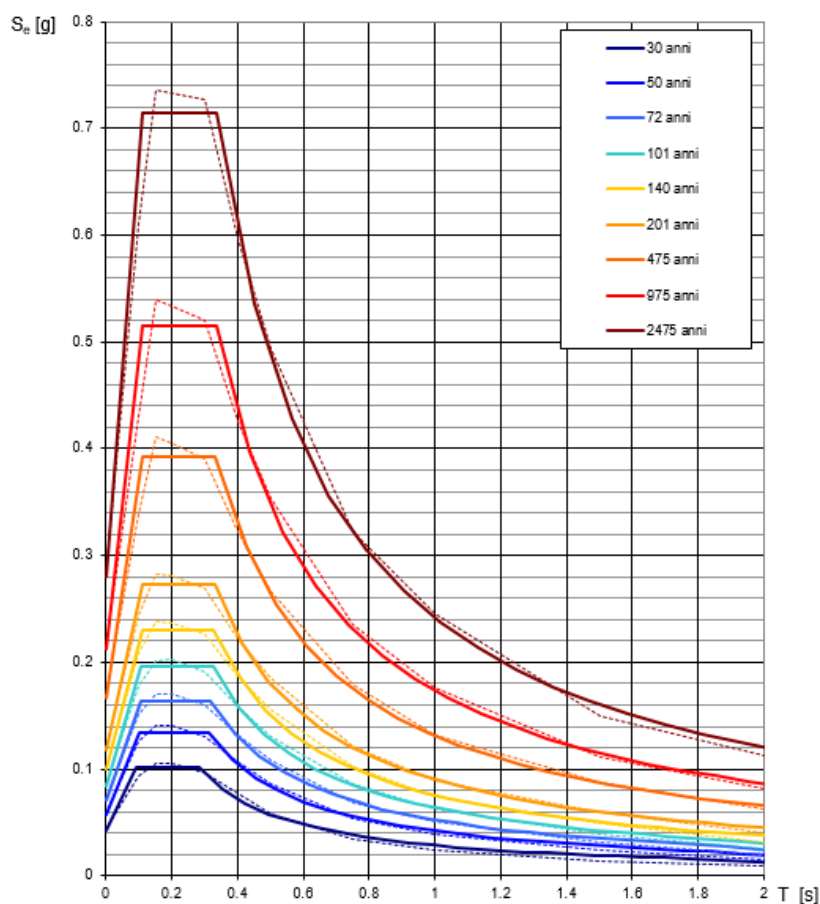
Nel caso specifico sarà calcolata l'azione sismica con le NTC 2018, la norma prevede che le forme spettrali siano definite per ciascuna delle probabilità di superamento  $PV_r$  a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  – accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_o$  – 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.

**Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**



I particolare sul sito dove sarà costruita la struttura abbiamo i seguenti valori:

Tr (anni)	$a_g(g)$	$F_o$	$T_c^*(s)$
30	0.043	2.355	0.283
50	0.058	2.324	0.311
72	0.071	2.318	0.319
101	0.084	2.319	0.326
140	0.099	2.314	0.328
201	0.119	2.303	0.330
475	0.167	2.356	0.333
975	0.213	2.422	0.336
2475	0.280	2.555	0.338

I valori degli stessi parametri per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno stato limite, per una vita di riferimento di  $V_R=100$ anni, valgono:

Stato Limite	Tr	$a_g(g)$	$F_o$	$T_c^*(s)$
SLO	120	0.092	2.316	0.327
SLD	201	0.119	2.303	0.330
SLV	1898	0.259	2.517	0.337
SLC	2475	0.280	2.555	0.338

Vita nominale costruzione	100 anni
Classe d'uso costruzione	IV
$C_u$	2,0
Vita di riferimento	200 anni
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	T1

## 6.4.2- SPETTRI DI PROGETTO PER GLI SLU

Per gli Stati Limite Ultimi lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di progetto elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{Vr}$  considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule delle componenti orizzontali e verticale il fattore  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

### Calcolo del fattore di struttura

#### Classe di duttilità B – Strutture aventi bassa capacità di dissipazione energetica

#### Per i collegamenti non saranno considerati fattori di sovraresistenza

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI

Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

<b>REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA</b>	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	50
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La struttura è pertanto:

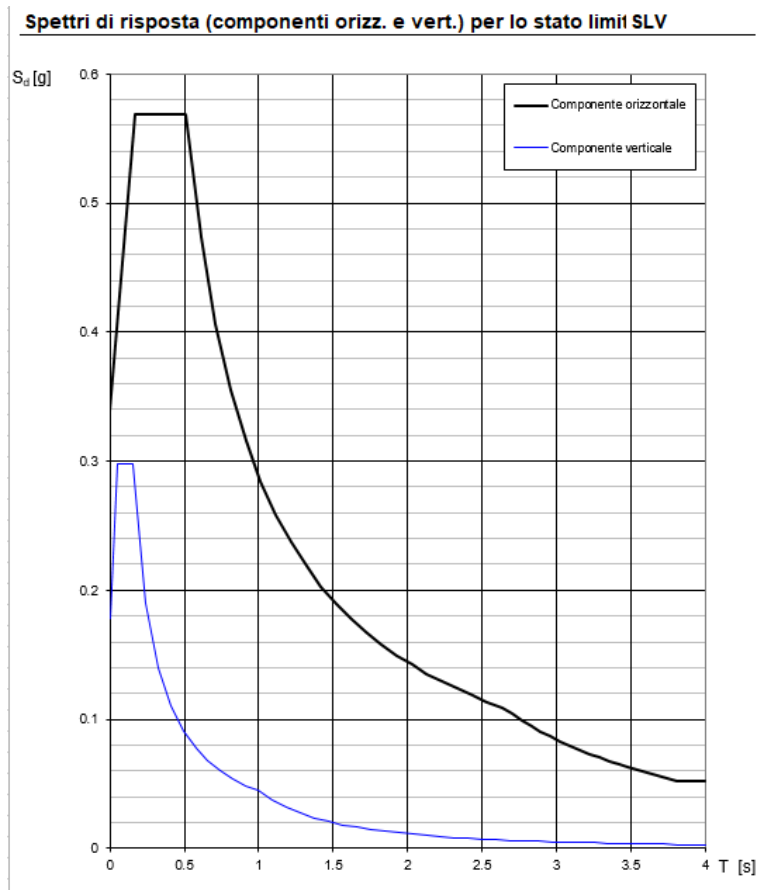
- REGOLARE in pianta
- NON REGOLARE in altezza

## **CALCOLO ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)**

### Calcolo fattore $q$ in direzione $Z$

Poiché la struttura presenta una campata maggiore di 20 metri bisogna considerare l'azione sismica verticale, in tal caso il fattore di struttura da considerare è il seguente:

$q = 1,5$  (paragrafo 7.2.2. delle NTC 2018)



**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limit6LV**
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{zv}$	0.178 g
$S_S$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.500
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1.728
$S$	1.000
$\eta$	0.667

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.178
$T_B$	0.050	0.298
$T_C$	0.150	0.298
	0.235	0.190
	0.320	0.140
	0.405	0.110
	0.490	0.091
	0.575	0.078
	0.660	0.068
	0.745	0.060
	0.830	0.054
	0.915	0.049
$T_D$	1.000	0.045
	1.094	0.037
	1.188	0.032
	1.281	0.027
	1.375	0.024
	1.469	0.021
	1.563	0.018
	1.656	0.016
	1.750	0.015
	1.844	0.013
	1.938	0.012
	2.031	0.011
	2.125	0.010
	2.219	0.009
	2.313	0.008
	2.406	0.008
	2.500	0.007
	2.594	0.007
	2.688	0.006
	2.781	0.006
	2.875	0.005
	2.969	0.005
	3.063	0.005
	3.156	0.004
	3.250	0.004
	3.344	0.004
	3.438	0.004
	3.531	0.004
	3.625	0.003
	3.719	0.003
	3.813	0.003
	3.906	0.003
	4.000	0.003

## 6.5- CARICO NEVE Q5

Per la zona corrispondente al Comune di Napoli dove sarà realizzata l'opera, il carico di neve viene calcolato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_e \times C_t$$

dove:

$q_s$  = carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  = coefficiente di forma della copertura

$q_{sk}$  = carico neve al suolo;

$C_e$  = coefficiente di esposizione;

$C_t$  = coefficiente termico;

### Caratteristiche del sito

a.slm = 120 m

Periodo di ritorno  $T_r = 50$  anni

Zona III

$q_{sk} = 0.60$  KN/mq

$C_e = 1$

I coefficienti  $\mu_i$  sono in funzione della forma della struttura, per cui essendo la scala con piani e gradini in orizzontale in base alla Tab. 3.4. delle NTC 2018, il coefficiente di forma vale:

### CASO ESISTENTE CON SHED INCLINTI A 45°

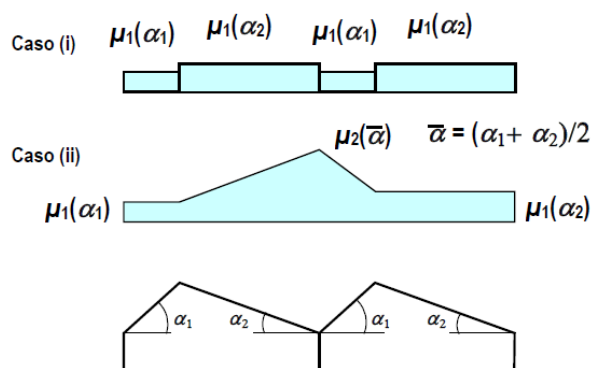


Figura C3.4.3 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture a più falde

Inclinazione delle falde  $\alpha = 45^\circ$

$$\mu_1 = 0,4$$

$$\mu_2 = 1.6$$

per cui:

$$q_{s1} = 0.24 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{s2} = 0.96 \text{ KN/m}^2$$

### CASO CON NUOVE COPERTURE CON VOLTE

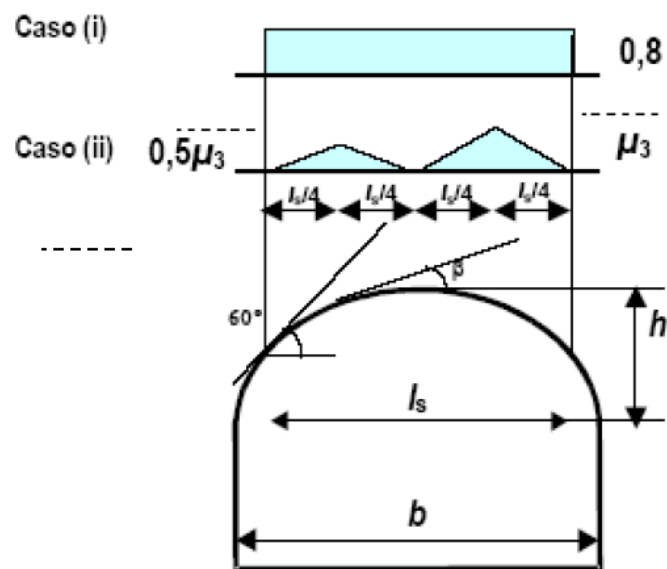
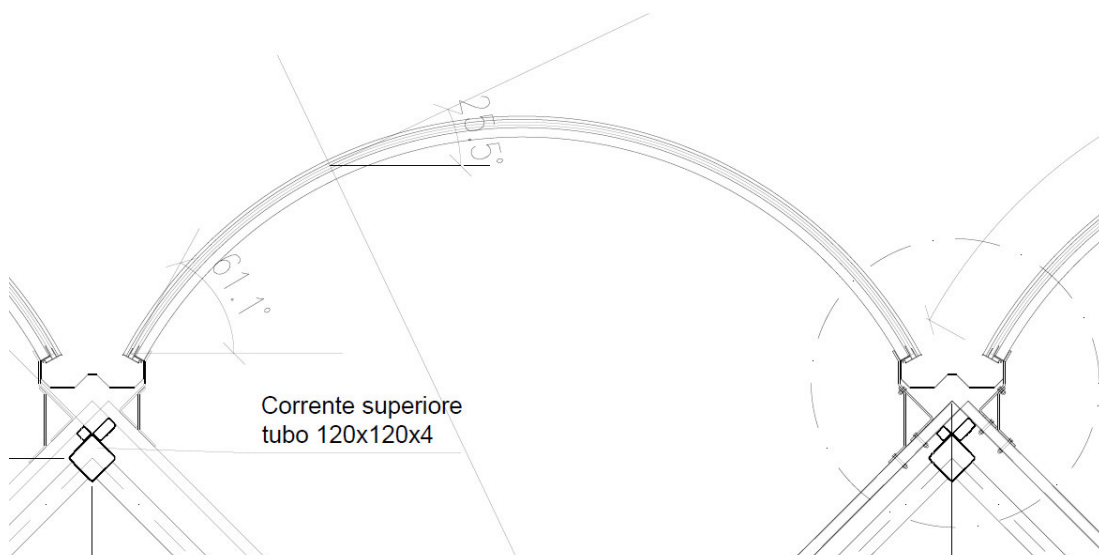


Figura C3.4.4 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture cilindriche



Inclinazione delle falde  $\alpha = 45^\circ$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 1.6$$

per cui:

$$q_{s1} = 0.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{s2} = 0.96 \text{ KN/m}^2$$

## 6.6- CARICO VENTO Q3

Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono ricondotte convenzionalmente alle azioni statiche equivalenti, cioè pressioni e depressioni **agenti normalmente alle superfici**, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione. Per la zona corrispondente al Comune di Napoli la pressione totale esercitata dal vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \times C_e \times C_p \times C_d$$

dove:

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento;

$C_e$  è il coefficiente di esposizione;

$C_p$  è il coefficiente di forma;

$C_d$  è il coefficiente dinamico;

### Caratteristiche del sito

A.slm = 120

Periodo di ritorno  $T_r = 50$  anni

Distanza dalla costa 3 Km

Classe di rugosità C

Per il Comune in riferimento appartenente alla Zona 3 si ha:

$$V_r = V_{b,0} \times c_a$$

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s < a_0$$

$$V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$K_a = 0,020$$

$$V_b(T_r) = c_R V_{b,0} = 27,0 \text{ m/s}$$

$$c_R = 1,0$$

la pressione cinetica di riferimento è data:

$$q_b = 0,5 \times \rho \times V_b^2 = 455,62 \text{ N/m}^2$$

$V_b$  è la velocità di riferimento di progetto

$\rho$  è la densità media di massa dell'aria = 1.25 Kg/m<sup>3</sup>

### Calcolo coefficiente di topografia

Il coefficiente di topografia viene posto pari a  $C_t = 1$

### Calcolo coefficiente di esposizione

Per la Zona 3 con classe di rugosità C siamo in categoria 2 caratterizzati dai seguenti coefficienti di esposizione:

$$K_r = 0.19$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 4 \text{ m}$$

La pressione cinetica è funzione del coefficiente di esposizione che varia al variare dell'altezza della costruzione pertanto:

$$q(z) = q_b \times c_e(z)$$

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  per altezze sul suolo non maggiori di 200 m è dato dalla relazione:

$$c_e(z) = K_r^2 \times c_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \times \left[7 + c_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

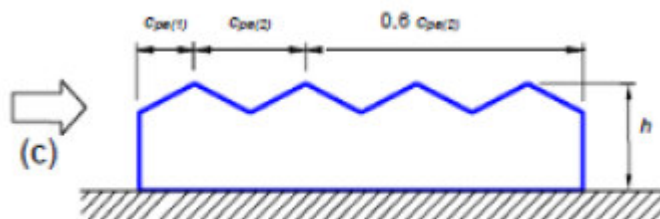
$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Pertanto nel caso specifico per H=10 metri (altezza massima al colmo) si ha:

$$c_e(z) = K_r^2 \times c_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \times \left[7 + c_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 2.35 \text{ KN mq}$$

$$q(z) = 1.07 \text{ KN /mq}$$

### SITUAZIONE STATO DEI LUOGHI



nel caso specifico si applicano al primo tratto della copertura (prima falda sopravvento) i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo coperture a falda singola con inclinazione positiva. Ai tratti successivi della copertura si applicano i coefficienti di pressione riportati nel paragrafo coperture a falda doppia con inclinazione negativa; tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,6 a partire dal terzo tratto della copertura;

### Calcolo coefficiente di forma

$C_p = 0.60$  primo e secondo tratto

$Q_3 = 0.63$  KN/mq sopravvento

$C_p = 0.6 \times 0.6 = 0.36$

$Q_3 = 0.39$  KN/mq sopravvento

$C_p = -0.3$

$Q_3 = -0.31$  KN/mq sottovento

### SITUAZIONE STATO DI PROGETTO

nella situazione di progetto, la copertura assume un andamento a volta cilindrica con voltine contigue e parallele, facendo riferimento a quanto indicato nel paragrafo C3.3.8.1.7 della circolare, il coefficiente di forma dipende dal rapporto  $f/d$  e  $h/d$  che nel caso specifico valgono:

$$f/d = 138/276 = 0.5$$

$$h/d = 10/2.76 = 3.62$$

pertanto nella zona più esposta

$C_{pA} = 0.80$  primo e secondo tratto

$Q_3 = 0.85$  KN/mq sopravvento

$C_{pA} = 0.80 \times 0.6 = 0.48$

$Q_3 = 0.51$  KN/mq sopravvento

$C_{pC} = -0.40 \times 0.6 = -0.24$

$Q_3 = -0.26$  KN/mq sottovento

### VENTO CHE AGISCE SUI TIMPANI

$C_p = 0.80$  primo e secondo tratto

$Q_3 = 0.85$  KN/mq

## 6.7- AZIONI DELLA TEMPERATURA Q4

Poichè la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura si considera il valore della  $\Delta T_u$  riportato nella tabella 3.5.II delle NTL 2018.

$\Delta T_u$  è definita come  $\Delta T_u = T - T_0$

dove :

è una temperatura media di un elemento strutturale dovuta a temperature climatiche in inverno o in estate e dovute a temperature in condizioni di esercizio;

$T_0$  è la temperatura di un elemento strutturale ad una stadio significativo della formazione del suo schema statico (completamento).

$\Delta T_u = \pm 15 \text{ } ^\circ \text{C}$

## 7- CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Nella definizione della combinazione delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione,  $Q_{k1}$  l'azione variabile dominante e  $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$  le azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $y_{0j}, y_{1j}, y_{2j}$  variabili a seconda della tipologia d'azione e della tipologia di struttura esaminata.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli d'intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- 1) valore quasi permanente  $y_{2j} \times Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- 2) valore frequente  $y_{1j} \times Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- 3) valore raro (o di combinazione)  $y_{0j} \times Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con le altre azioni variabili.

Le combinazioni di carico prese in esame agli effetti delle verifiche agli SLU sono le seguenti:

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Per i valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU), si farà riferimento alla tabella 2.6.1 delle NTC 2018.

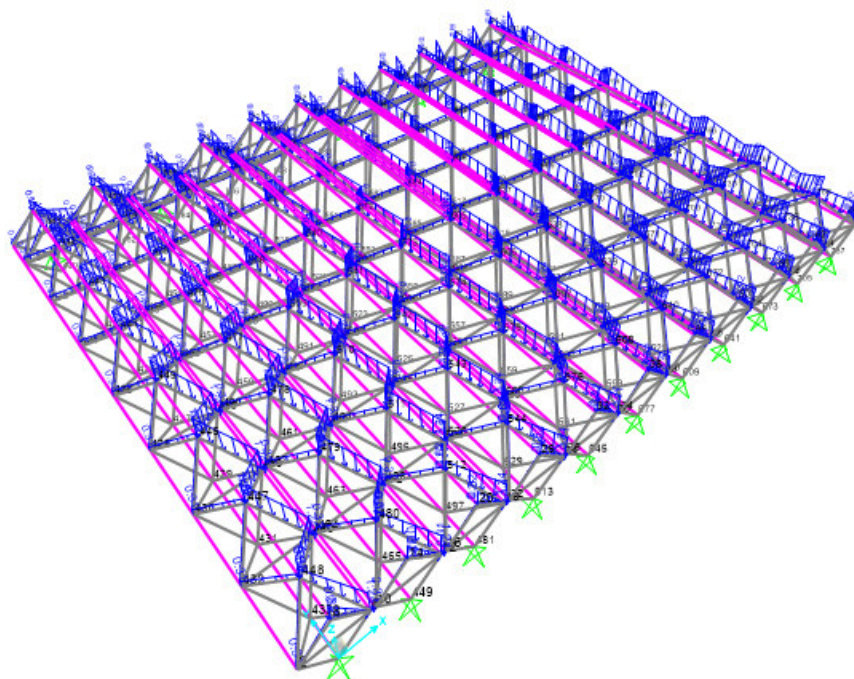
**Tab. 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

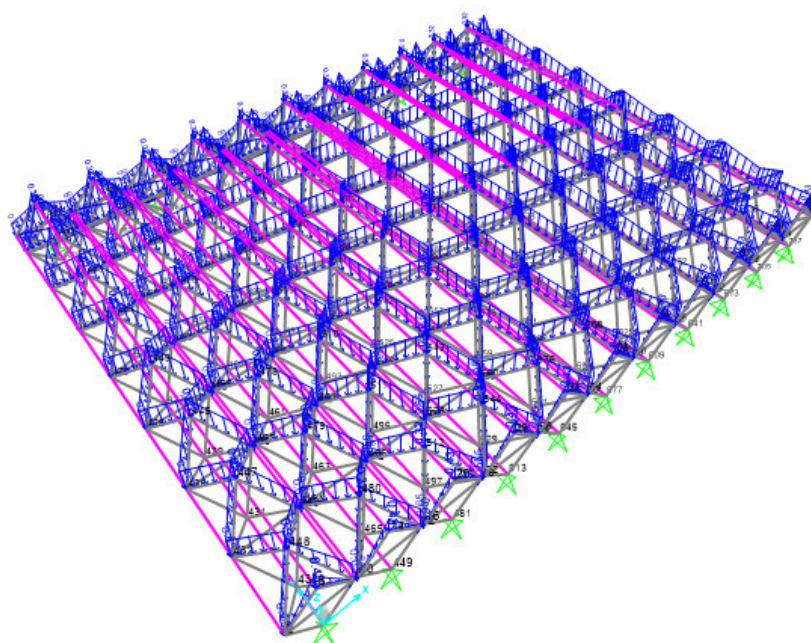
		SLU-ST-1	SLU-ST-2	SLU-ST-3	SLU-ST-4	SLU-ST-5	SLU-ST-6
SLU DI TIPO STATICO	G1 (peso elementi strutturali)	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
	G2 (carichi permanenti)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	Q1	1.50					
	Q2 (vento_X)		1.50				1.50
	Q2 (vento_Y)			1.50			
	Q3 (Neve)				1.50		0.75
	Q4 (TEMP)					1.50	
		SLU-SIS-1					
SLU DI TIPO SISMICO	G1 (peso elementi strutturali)	1.00					
	G2 (carichi permanenti)	1.00					
	Q1	0.60					
	Ez	1.00					
		SLE-ST-1	SLE-ST-2	SLE-ST-3			
SLE RARA	G1 (peso elementi strutturali)	1.00	1.00	1.00			
	G2 (carichi permanenti NST)	1.00	1.00	1.00			
	Q2 (vento_X)	1.00					
	Q1		1.00				
	Q3 (Neve)			1.00			

Uniform Area Load Distributed One Way to Frames (Q5\_Neve)



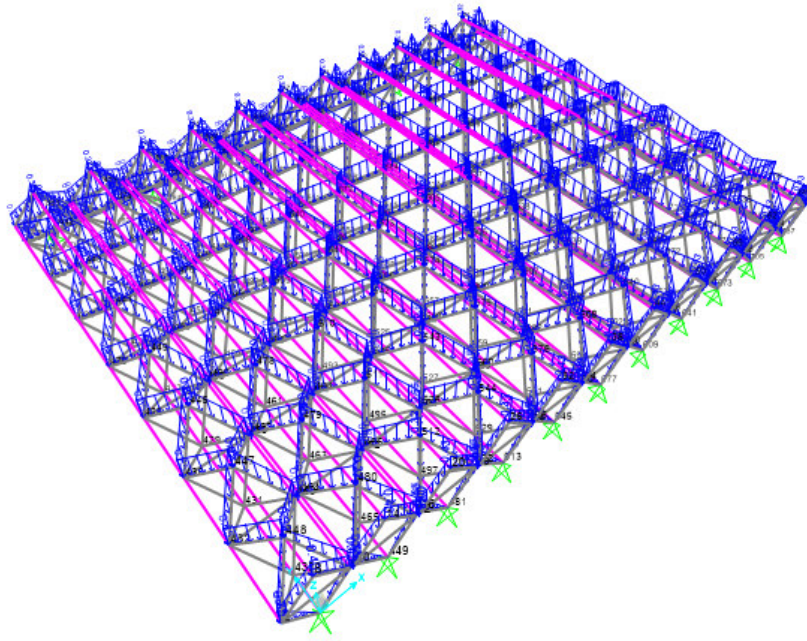
### APPLICAZIONE CARICHI Neve

Uniform Area Load Distributed One Way to Frames (G2)



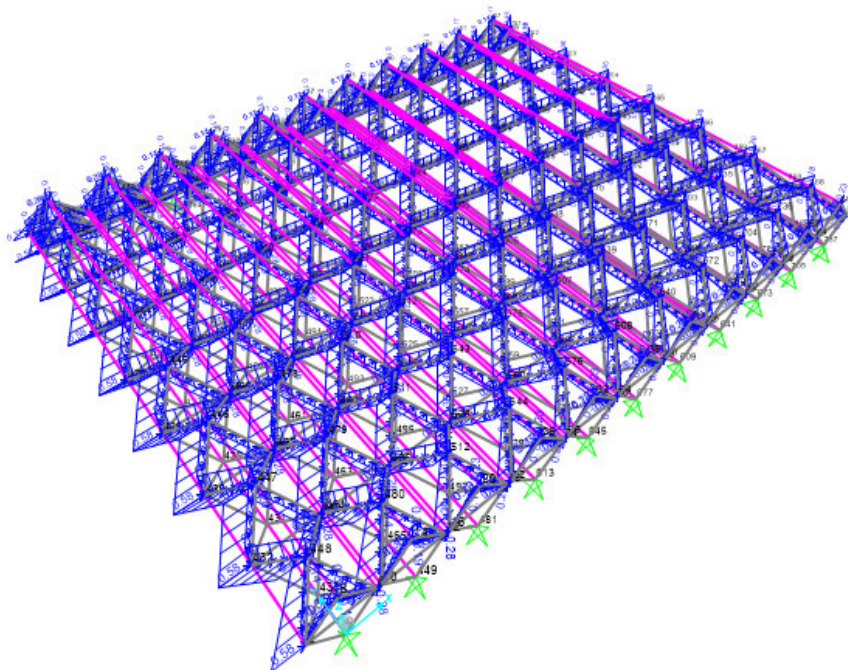
### APPLICAZIONE CARICHI G2

Uniform Area Load Distributed One Way to Frames (Q1)



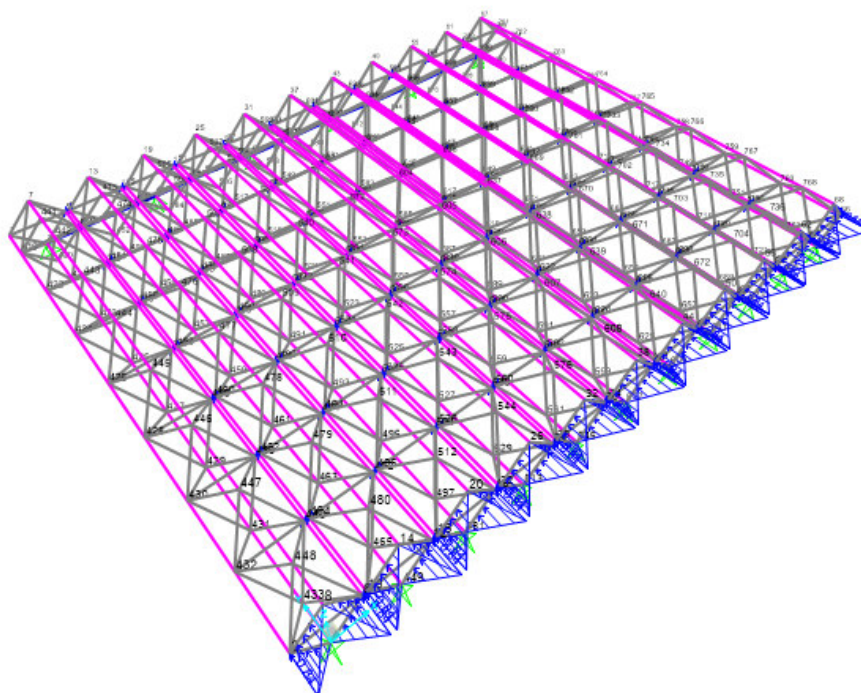
APPLICAZIONE CARICHI Q1

Uniform Area Load Distributed One Way to Frames (Q3\_Vento\_X)



APPLICAZIONE CARICHI Q3 VENTO\_X

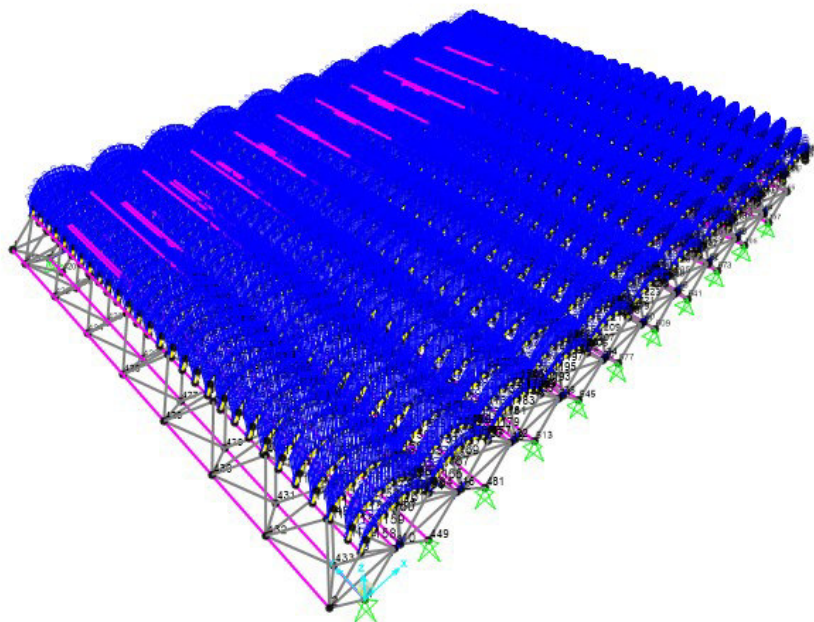
Uniform Area Load Distributed One Way to Frames (Q3\_Vento\_Y)



APPLICAZIONE CARICHI Q3 VENTO\_Y

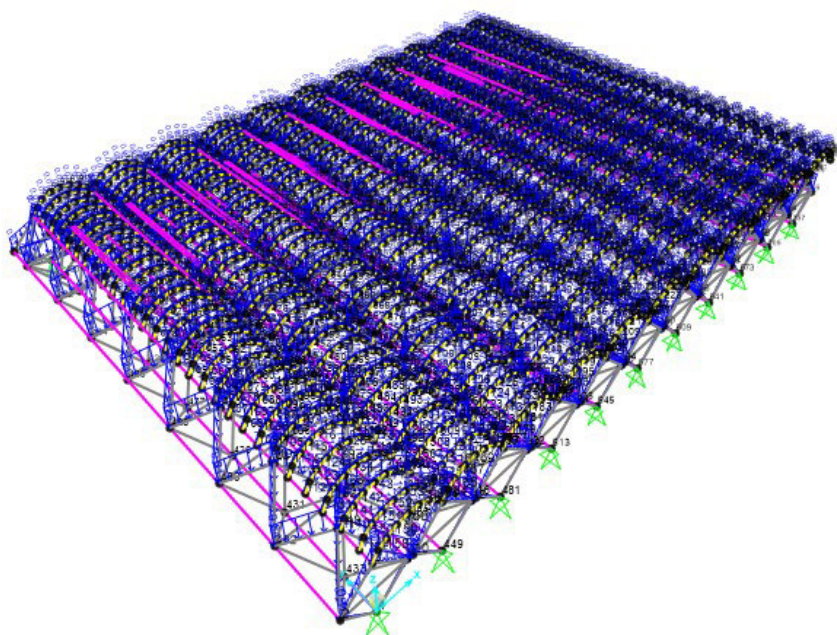
## CARICHI SULLA NUOVA CONFIGURAZIONE

Uniform Area Load Distributed One Way to Frames (Q5\_Neve)



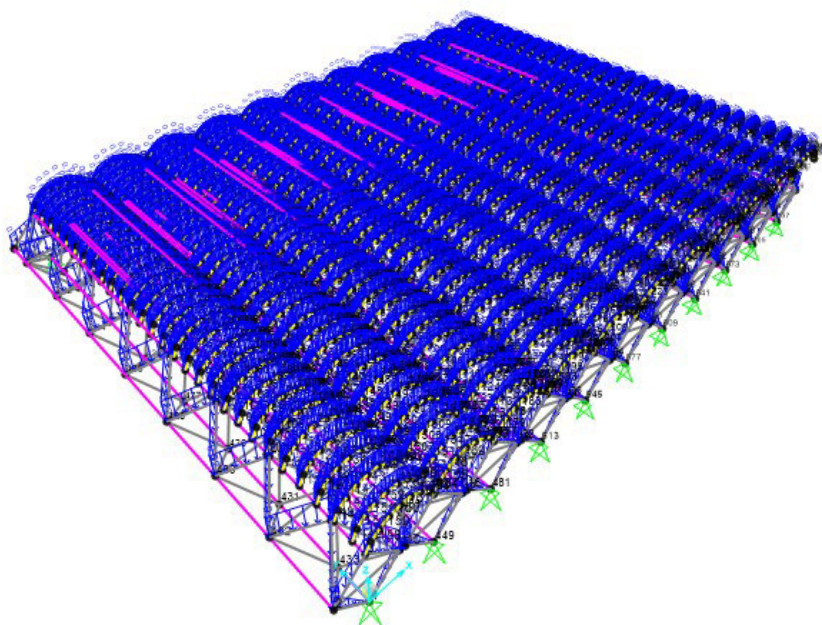
### APPLICAZIONE CARICHI Neve

Uniform Area Load Distributed One Way to Frames (G2)



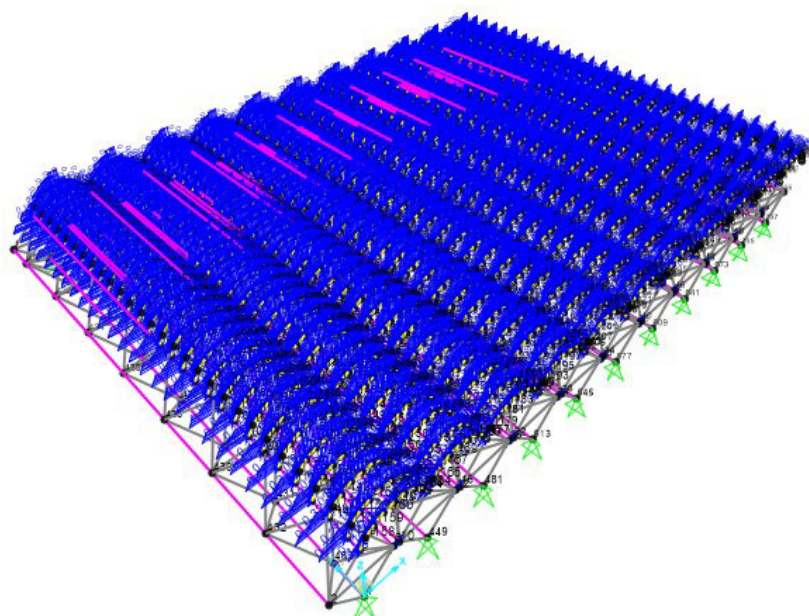
### APPLICAZIONE CARICHI G2

Uniform Area Load Distributed One Way to Frames (Q1)



APPLICAZIONE CARICHI Q1

Uniform Area Load Distributed One Way to Frames (Q3\_Vento\_X)

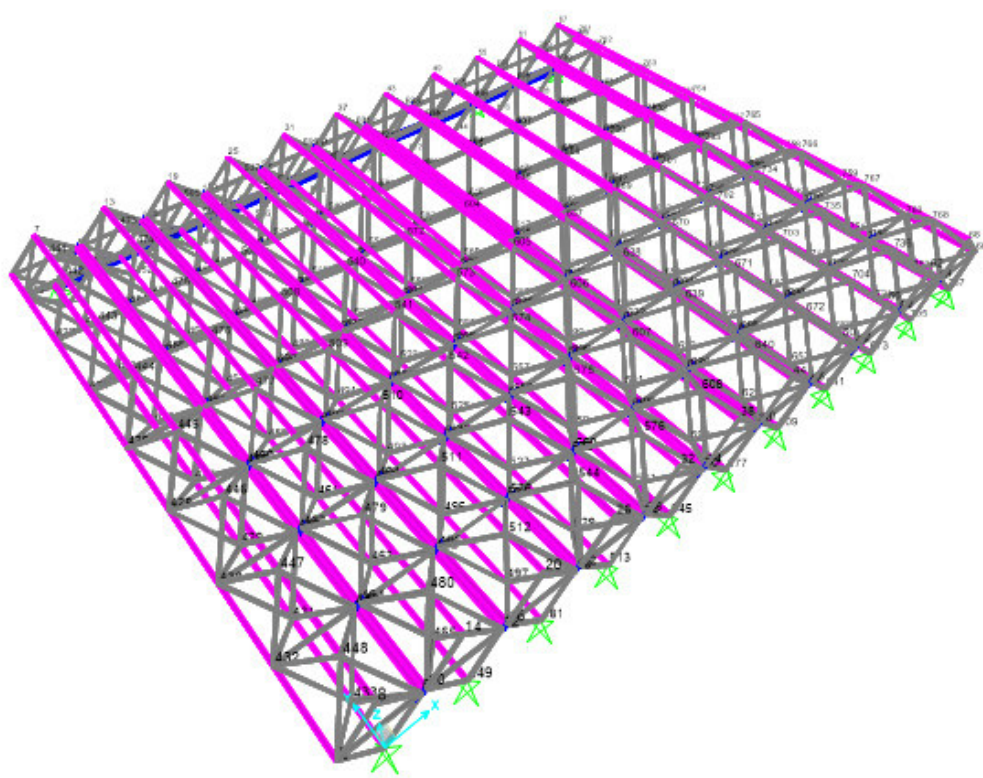


APPLICAZIONE CARICHI Q3 VENTO\_X

## 8- CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

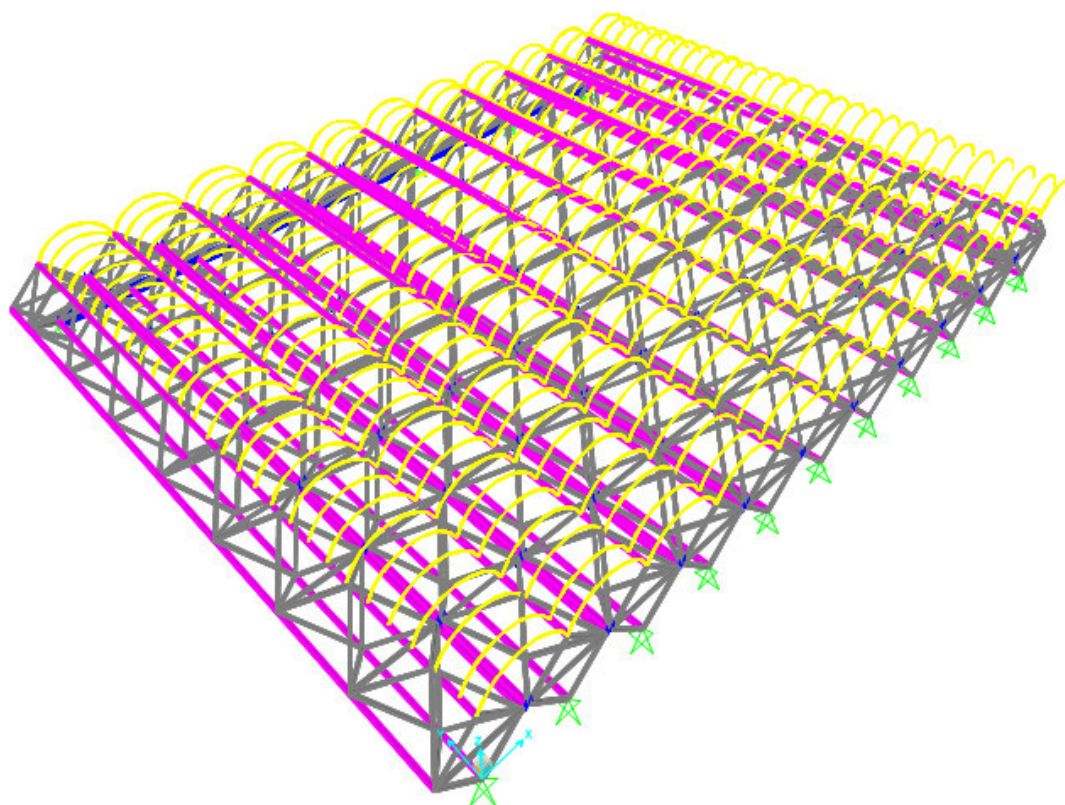
Per il calcolo delle sollecitazioni gravanti sugli elementi strutturali, per i modi di vibrare della struttura e per verifiche di instabilità globali e locali si è fatto ricorso al codice di calcolo FEM SAP2000 V21.2 (di seguito SAP2000) della CSi Berkeley distribuito in Italia dalla CSi Italia Srl.

Uniform Area Load Distributed One Way to Frames (Q3\_Vento\_Y)



Modellazione in SAP della struttura STATO DEI LUOGHI

3-D View



Modellazione in SAP della struttura STATO DI PROGETTO

## 8.1- AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

I produttori del SAP2000 hanno verificato varie esempi di strutture con il confronto dei risultati con analisi manuali, tali verifiche sono risultate esatte. La precisione dei risultati in SAP2000 per certe classi di telaio dipende dalla discretizzazione degli oggetti frame. Per tali classi di esempi maggiore è la discretizzazione è tanto più accurata la soluzione.

Alleghiamo alcune verifiche fatta sugli elementi frame si amaturalmente che con i codici di calcolo equiparando i risultati ottenuti



### Software Verification

PROGRAM NAME: SAP2000  
REVISION NO.: 1

#### EXAMPLE 1-016

##### FRAME - TENSION STIFFENING USING P-DELTA ANALYSIS

##### EXAMPLE DESCRIPTION

The SAP2000 tension stiffening calculation using P-Delta analysis is verified in this example using a tie rod (beam) with a large axial force.

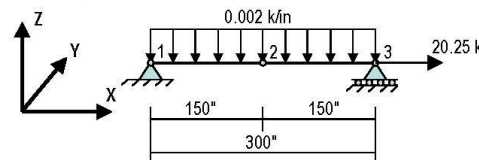
In this example a simply supported, 3-inch-square, steel beam has a large axial force and a small transverse uniform load. The deflection in the direction of the transverse load (global Z direction) is reduced because of the stiffening effect of the tension force. The values of the midpoint deflection and bending moment with and without tension stiffening are calculated and compared with independent results derived using formulas presented in Timoshenko 1956.

Two different methods are used to apply the tension stiffening. In one method, a P-Delta force equal to the specified tension is assigned directly to the beam. The beam is then analyzed in a linear static load case with the transverse loading applied. In the second method, the tension is applied to the beam in a nonlinear static load case that is specified to consider P-Delta effects. The beam is then analyzed in a separate linear static load case with the transverse loading applied. This second load case is specified to use the stiffness at the end of the static nonlinear case.

The beam is modeled with two objects so that there is a midpoint node where displacements are reported. Several models are created using different discretizations of the frame objects

**Important Note:** Shear deformations are ignored in the analysis by setting the frame property modification factor for shear area to zero.

##### GEOMETRY, PROPERTIES AND LOADING



##### Material Properties

$E = 30,000 \text{ k/in}^2$

##### Section Properties

$b = 3 \text{ in}$

$d = 3 \text{ in}$

$I = 6.75 \text{ in}^4$

EXAMPLE 1-016 - 1



# Software Verification

PROGRAM NAME: SAP2000  
 REVISION NO.: 1

## TECHNICAL FEATURES OF SAP2000 TESTED

- P-Delta force assignment to frame objects
- Nonlinear static analysis using the P-Delta option
- Automatic frame subdivision

## RESULTS COMPARISON

The independent results are calculated using equations 43 and 45 on page 43 of Timoshenko 1956 along with equation 23 on page 28 of the same reference.

### Without Tension Stiffening

Model	# Elm	Output Parameter	SAP2000	Independent	Percent Difference
A	1	$U_z$ (midpt) in	-1.04167	-1.04167	0%
		$M_y$ (midpt) k-in	22.500	22.500	0%

### With Tension Stiffening - Using P-Delta Force Method

Model	# Elm	Output Parameter	SAP2000	Independent	Percent Difference
B	1	$U_z$ (midpt) in	-0.54555	-0.54330	+0.41%
		$M_y$ (midpt) k-in	11.453	11.498	-0.39%
C	2	$U_z$ (midpt) in	-0.54343	-0.54330	+0.02%
		$M_y$ (midpt) k-in	11.495	11.498	-0.03%
D	16	$U_z$ (midpt) in	-0.54330	-0.54330	0%
		$M_y$ (midpt) k-in	11.498	11.498	0%



## Software Verification

PROGRAM NAME: SAP2000  
 REVISION NO.: 1

### With Tension Stiffening - Using Nonlinear Static Load Case with P-Delta Option Activated

Model	# Elm	Output Parameter	SAP2000	Independent	Percent Difference
<b>E</b>	1	U <sub>z</sub> (midpt) in	-0.54555	-0.54330	+0.41%
		M <sub>y</sub> (midpt) k-in	11.453	11.498	-0.39%
<b>F</b>	2	U <sub>z</sub> (midpt) in	-0.54343	-0.54330	+0.02%
		M <sub>y</sub> (midpt) k-in	11.495	11.498	-0.03%
<b>G</b>	16	U <sub>z</sub> (midpt) in	-0.54330	-0.54330	0%
		M <sub>y</sub> (midpt) k-in	11.498	11.498	0%

**COMPUTER FILES:** Example 1-016a, Example 1-016b, Example 1-016c, Example 1-016d,  
 Example 1-016e, Example 1-016f, Example 1-016g

### CONCLUSION

The SAP2000 results show an acceptable, or exact, match with the independent results as long as the discretization of the beam is sufficient. The two analysis methods give identical results.

In general we recommend that you use the nonlinear static load case method to solve tension stiffening problems.



## Software Verification

PROGRAM NAME: SAP2000  
 REVISION NO.: 1

### HAND CALCULATION

The following equations come from Timoshenko, 1956.

Equation 23, page 28:

$$\frac{SL^2}{4EI} = U^2$$

Equation 43, page 43:

$$Y_{\max} = \frac{5WL^4}{384EI} \cdot \frac{\frac{1}{\cosh u} - 1 + \frac{U^2}{2}}{\frac{5}{24}U^4}$$

Equation 45, page 43:

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{8} \cdot \frac{2(\cosh u - 1)}{U^2 \cosh u}$$

where

$S$  = axial tension

$L$  = length

$E$  = modulus of Elasticity

$I$  = moment of inertia

$W$  = uniform load

$U$  = factor defined in Equation 23



# Software Verification

PROGRAM NAME: SAP2000  
REVISION NO.: 1

Without stiffening

$$\Delta = \frac{5 \omega L^4}{384 EI} = \frac{5(0.002) \times 300^4}{384 \times 30000 \times 6.75} = \underline{\underline{-1.04166667 \text{ in}}}$$

$$M = \frac{\omega L^2}{8} = \frac{0.002 \times 300^2}{8} = \underline{\underline{22.5 \text{ K-in}}}$$

With stiffening

$$U = \sqrt{\frac{5 L^2}{4 EI}} = \sqrt{\frac{20.25 \times 300^2}{4 \times 30000 \times 6.75}} = 1.5$$

$$\Delta = -1.04166667 \cdot \frac{\frac{1}{\cosh U} - 1 - \frac{U^2}{2}}{\frac{5}{24} U^4}$$

$$= -1.04166667 \cdot \frac{\frac{1}{\cosh 1.5} - 1 + \frac{1.5^2}{2}}{\frac{5}{24} (1.5)^4} = 0.5215725$$

$$\Delta = \underline{\underline{-0.5433047 \text{ in}}}$$

$$M = 22.5 \cdot \frac{2(\cosh U - 1)}{U^2 \cosh U} = 22.5 \times \frac{2((\cosh 1.5) - 1)}{(1.5)^2 * \cosh 1.5}$$

$$M = \underline{\underline{11.49908 \text{ K-in}}}$$

EXAMPLE 1-016 - 5

## 8.2- DICHIARAZIONE DEL PRODUTTORE



### Software Verification

PROGRAM NAME: SAP2000  
REVISION NO.: 11

### CONCLUSIONS

The conclusions are presented separately for frame, shell, plane, asolid, solid, link and solid elements, as well as for load cases and design types in the following subsections.

#### FRAMES

The SAP2000 verification and validation example problems for frames all show acceptable, and in many cases exact, comparison with the independent solutions.

The accuracy of the SAP2000 results for certain classes of frame examples depends on the discretization of the frame objects. For those classes of examples, as the discretization is refined, the solution becomes more accurate. The table below lists those classes of examples and the verification examples that address them.

CLASSES OF FRAME EXAMPLES WHERE SOLUTION ACCURACY IS DEPENDENT ON OBJECT DISCRETIZATION	
Problem Class	Example Problems
Buckling analysis	1-019
Tension stiffening using the P-Delta option available in static nonlinear analysis	1-016, 1-017
Static nonlinear analysis of a model with large bending displacements	1-029
Tension stiffening using P-Delta force assigned to a frame object	1-016
Approximation of uniform mass	1-014, 1-015

#### AREA ELEMENTS - SHELLS, PLANES AND ASOLIDS

In general the SAP2000 verification and validation example problems for shells, planes and asolids show acceptable comparison with the independent solutions. The verification problems highlight several important modeling issues to be noted when using these area elements. Those issues include element meshing and in-plane shear and bending behavior when using irregular-shaped elements. Those items are explained in the following subsections.

#### Meshing of Area Elements

It is important to adequately mesh area elements to obtain satisfactory results. The art of creating area element models includes determining what constitutes an adequate mesh.



## Software Verification

PROGRAM NAME	SAP2000
REVISION NO.:	11

In general, meshes should always be two or more elements wide. Rectangular elements give the best results and the aspect ratio should not be excessive. A tighter mesh may be needed in areas where the stress is high or the stress is changing quickly.

When reviewing results, the following process can help determine if the mesh is adequate. Pick a joint in a high stress area that has several different area elements connected to it. Review the stress reported for that joint for each of the area elements. If the stresses are similar, the mesh likely is adequate. Otherwise, additional meshing is required. If you choose to view the stresses graphically when using this process, be sure to turn off the stress averaging feature when displaying the stresses.

### In-Plane Shear and Bending with Irregular-Shaped Elements

As shown in Example 2-002 and Example 3-002, when modeling for in-plane shear and bending, the area element is sensitive to geometric distortions and to aspect ratio. Rectangular- and parallelogram-shaped elements provide good behavior. Triangular elements are not recommended. Trapezoidal-shaped elements should be avoided for use where in-plane shear and bending is significant, if it is possible to use rectangular-shaped or parallelogram-shaped elements. Where the use of trapezoidal elements is necessary, the following modeling tips are suggested:

1. Always use a mesh that is two or more elements wide.
2. Minimize the angle between opposite sides of the trapezoid.
3. Use aspect ratios near one to one.
4. Review the results carefully to ascertain stress continuity between elements as explained in the previous subsection.

### Thin Shell versus Thick Shell

The main difference between the thin shell option and the thick shell option is that, unlike the thin shell option, the thick shell option includes the effects of out-of-plane shear deformations in the analysis.

For most shell element models, the effect of out-of-plane shear deformations is negligible. Example 2-012 is a problem where the shear deformations are significant, and thus, the thick and thin plate solutions yield different results.



## Software Verification

PROGRAM NAME	SAP2000
REVISION NO.:	11

In most problems where shear deformations are not significant the thin and thick plate options will converge to essentially the same answers. The thick plate option usually requires a finer mesh than the thin plate option to converge.

The thick plate results for twisting behavior are more sensitive to aspect ratio and geometric distortions than the thin plate results. This is illustrated in load case 4 in Example 2-002.

In general we recommend using the thin plate option, except in instances where out-of-plane shear deformations may be significant.

### Incompatible Bending Modes Option for Plates and Asolids

Models that have bending behavior and do *not* use the incompatible bending modes option typically require a finer mesh than models using the incompatible bending modes option to obtain the same level of accuracy in the results.

We recommend that you always use the incompatible bending modes option when you use plane and asolid elements.

## SOLIDS

In general the SAP2000 verification and validation example problems for solids show acceptable comparison with the independent solutions.

It is important to adequately mesh solid elements to obtain satisfactory results. Rectangular- and parallelogram-shaped elements give the best results and the aspect ratio should not be excessive. Trapezoidal-shaped elements should be avoided where possible. Where trapezoidal elements are unavoidable, the difference in angle between opposite sides should be minimized. A tighter mesh may be needed in areas where the stress is high or the stress is changing quickly.

Models that have bending behavior and do *not* use the incompatible bending modes option typically require a finer mesh than models using the incompatible bending modes option to obtain the same level of accuracy in the results. In addition, the models without incompatible bending modes appear to be more sensitive to the element aspect ratio.

We recommend that you always use the incompatible bending modes option when you use plane and asolid elements.



## Software Verification

PROGRAM NAME:	SAP2000
REVISION NO.:	11

### LINKS

In general the SAP2000 verification and validation example problems for links show acceptable comparison with the independent solutions. The verification problems highlight some important modeling issues to note when using link elements.

When using nonlinear links in an analysis, it is important to recognize that careful study of the problem is required. Parametric studies of the link properties used in the SAP2000 model are useful. Also, as described in the following subsection entitled *Load Cases*, parametric study of some of the load case parameters should be performed to ensure an appropriate solution.

As illustrated in example problem 6-007, when damper elements with velocity exponents other than one are used, the results obtained can be sensitive to the behavior of the damper at low velocities. Thus, it is very important to obtain accurate information about the force-velocity characteristics of the dampers and then to adjust the damper properties in SAP2000 to match those characteristics. In particular, the stiffness,  $k$ , can be adjusted to modify the low velocity behavior of the isolator. We suggest that when nonlinear velocity exponents are used, parametric studies using different  $k$  values should be performed. See example problem 6-007 for more information.

### CABLES

In general the SAP2000 verification and validation example problems for cables show acceptable comparison with the independent solutions. As shown in the verification problems, the cable element must be analyzed using nonlinear analysis.

### LOAD CASES

For some types of static nonlinear analyses, the accuracy of the results is dependent on the discretization or meshing used in the model. Examples of this are shown in example problems 1-016, 1-017, 1-029, and 2-019.

The accuracy of the time history analysis results can depend on the output sampling time interval. If that time interval is too long, peak responses may not be captured. This is illustrated in example problem 1-022.

In general, the accuracy of the results of buckling load cases is dependent on the discretization or meshing used in the model. An example of this is shown in example problem 1-019.

Nonlinear analyses typically require parametric studies of the convergence tolerances to verify that an appropriately small tolerance has been used. In general, you should assume



## Software Verification

PROGRAM NAME:	SAP2000
REVISION NO.:	11

a tolerance and then run an analysis using that tolerance and another using a smaller tolerance. If the results of the two analyses are not significantly different, the assumed tolerance was acceptable. Otherwise, a smaller tolerance should be tried.

Similar to the parametric studies for convergence tolerances, for direct integration time histories, parametric studies should also be performed to confirm that the time step used is sufficiently small to give consistent results. This is described in example problem 6-011. Note that for direct integration time histories, control the size of the time step in the analysis using the Maximum Substep Size parameter, and control the size of output steps reported using the Output Time Step Size parameter. For example, set the Maximum Substep Size parameter to 0.0005 second to force the analysis to use steps no larger than 0.0005 second, and at the same time, set the Output Time Step Size parameter to 0.02 second so that results are reported at a 0.02-second interval.

### STEEL FRAME DESIGN

In general the SAP2000 validation example problems for steel frame design show acceptable comparison with the independent solutions.

### CONCRETE FRAME DESIGN

In general the SAP2000 validation example problems for concrete frame design show acceptable comparison with the independent solutions.

## 9- I METODI DI CALCOLO

### ANALISI DINAMICA LINEARE

Per la struttura in oggetto verrà utilizzato il metodo dell'analisi dinamica lineare associato allo spettro di risposta.

L'analisi dinamica lineare consiste:

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

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi verrà utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \times E_i \times E_j \right)^{1/2}$$

con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \times \xi^2 \times \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \times \left[ (1 - \beta_{ij})^2 + 4 \times \xi^2 \times \beta_{ij} \right]}$$

$\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

L'analisi viene effettuata con spettro di risposta precedentemente definito accoppiato ad una analisi modale per la determinazione di vettori di forze, le cui combinazioni rappresenteranno le azioni sismiche.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, sarà considerata al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. L'eccentricità accidentale in ogni direzione sarà considerata pari a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

## **10- - PROCEDIMENTO DI CALCOLO.**

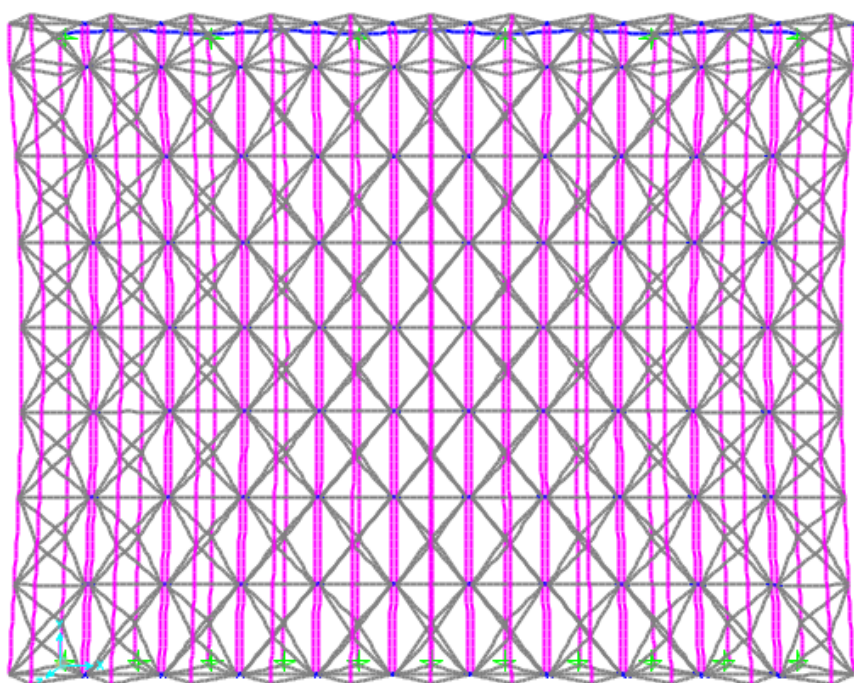
### **10.1 CONDIZIONI DI VINCOLO**

La struttura viene calcolata indipendentemente dal comportamento della struttura sottostante, definendo al contatto il vincoli cerniera,

## 10.2 MODI DI VIBRARE

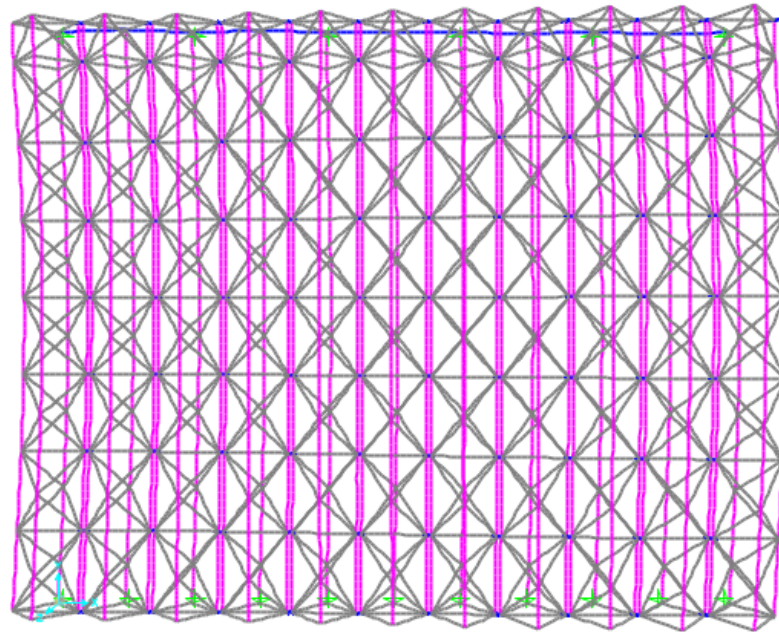
### *MASSE PARTECIPANTI E PERIODI PROPRIO DI VIBRARE*

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.1892; f = 5.2855



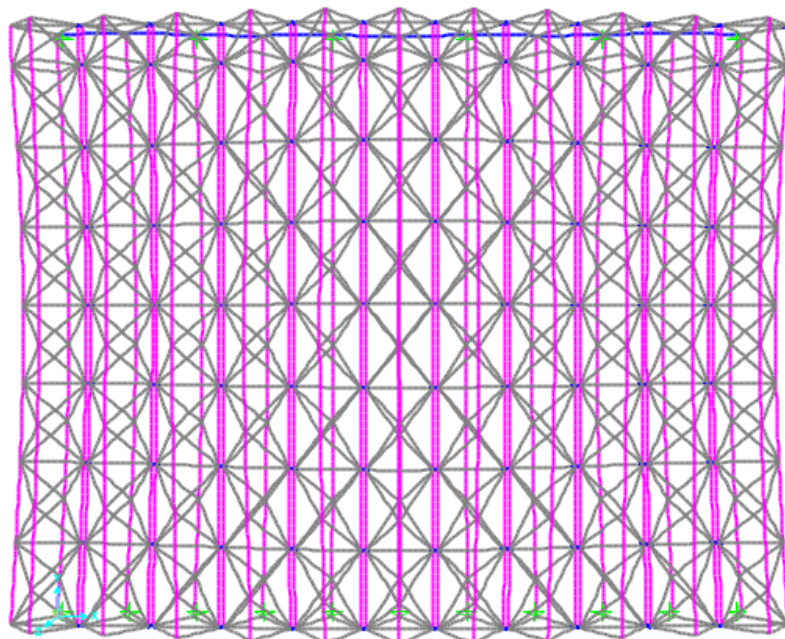
*1° modo di vibrare*

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0.18357; f = 5.44748



**2° modo di vibrare**

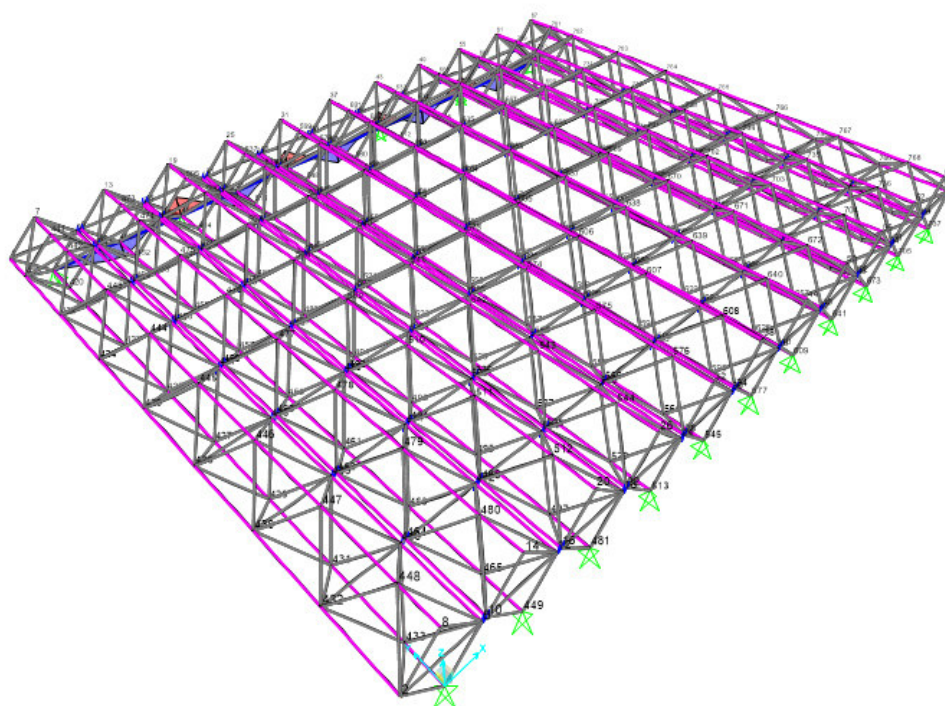
Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 0.17046; f = 5.86656



**3° modo di vibrare**

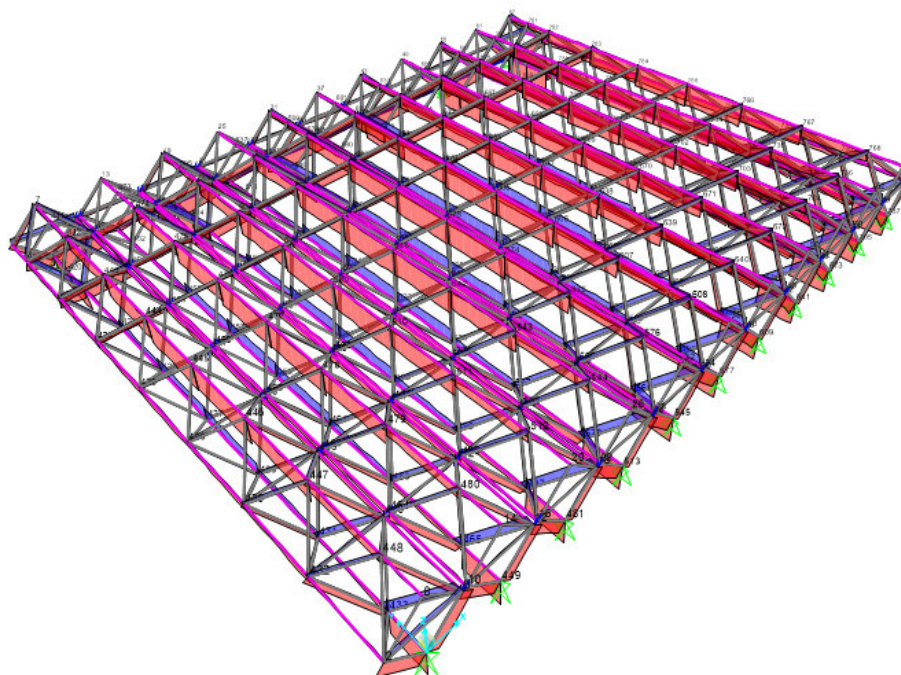
## 10.3 DIAGRAMMI E VALORI DELLE SOLLECITAZIONI ANTE OPERM

Moment 3-3 Diagram (SLU-ST-01)



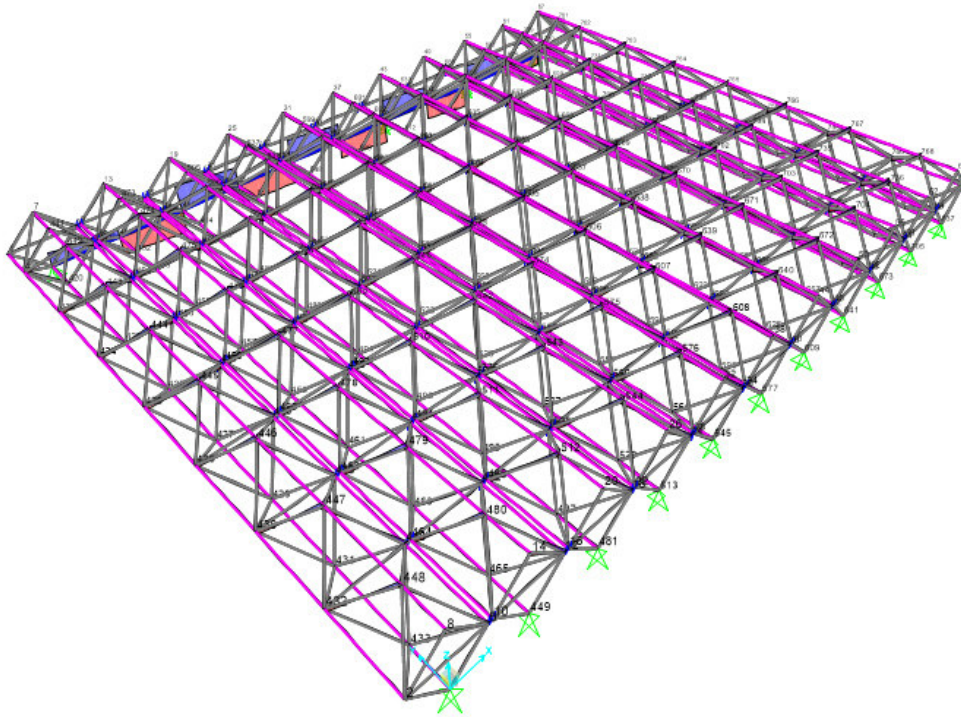
MOMENTI FLETTENTI M3 SLU-ST-1

Axial Force Diagram (SLU-ST-01)



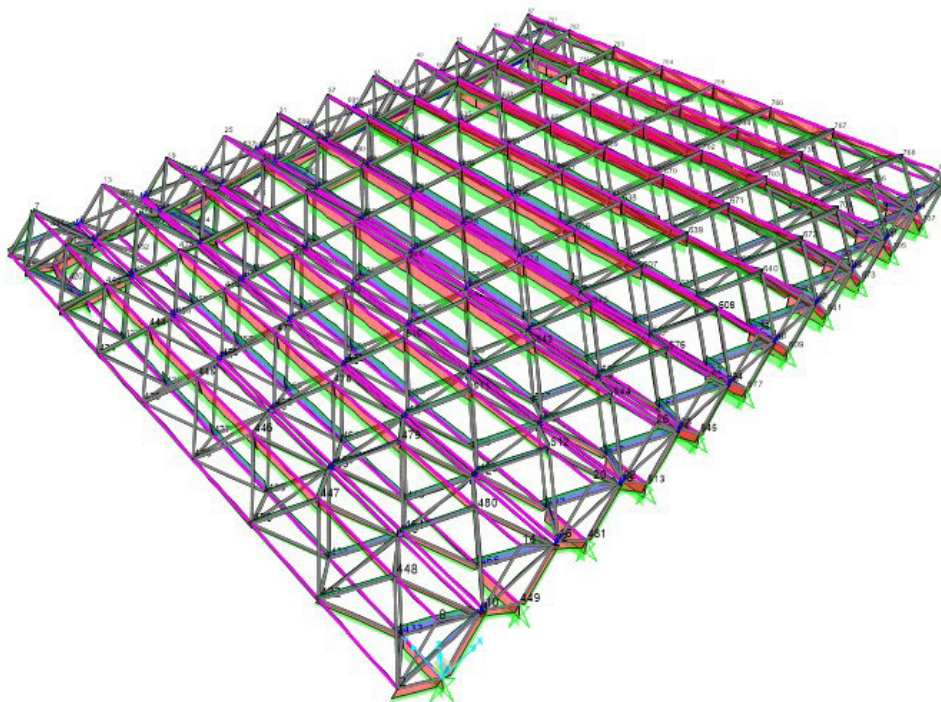
SFORZO NORMALE SLU-ST-1

Shear Force 2-2 Diagram (SLU-ST-01)



SFORZO DI TAGLIO SLU-ST-1

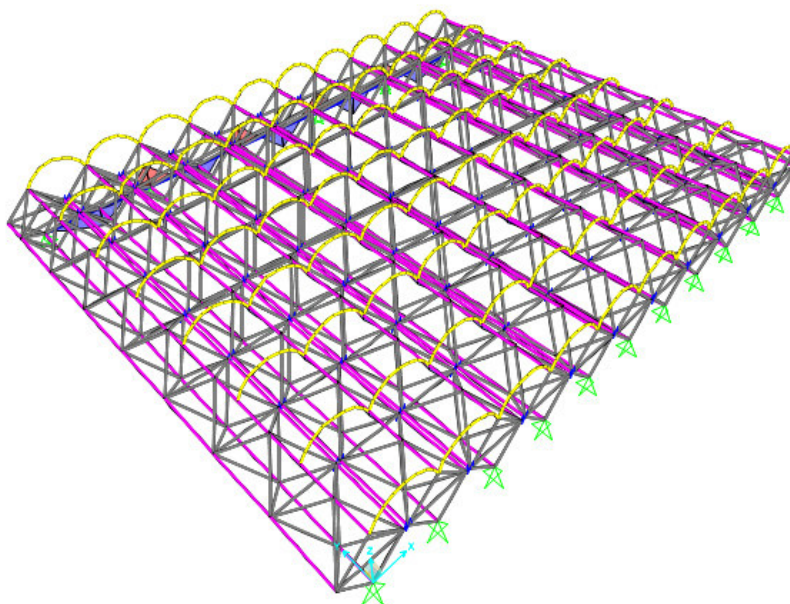
Axial Force Diagram (SLU-SIS-01 - Max/Min)



SFORZO NORMALE SLU-SIS-1

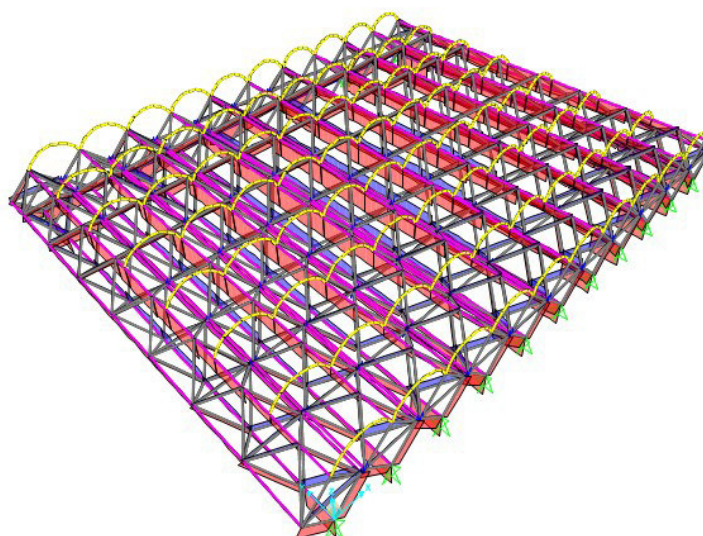
## 10.4 DIAGRAMMI E VALORI DELLE SOLLECITAZIONI POST OPERM

Moment 3-3 Diagram (SLU-ST-01)



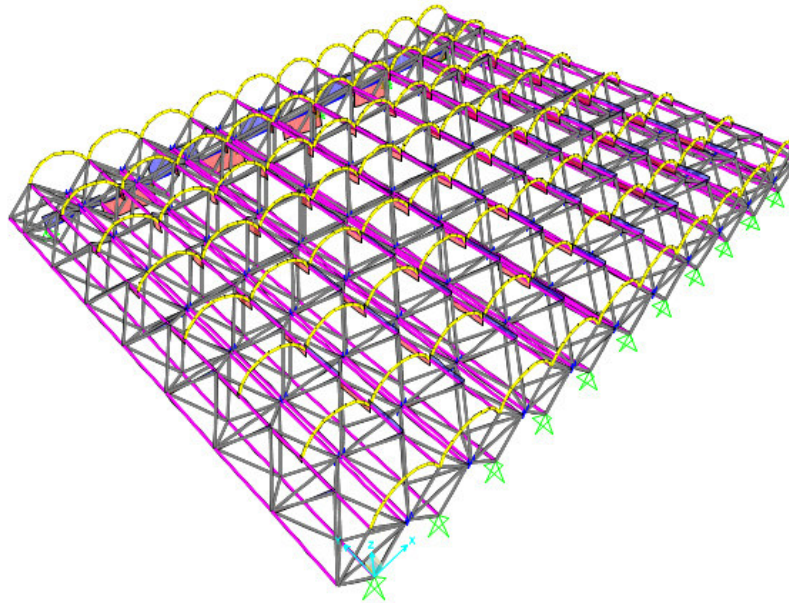
### MOMENTI FLETTENTI M3 SLU-ST-1

Axial Force Diagram (SLU-ST-01)



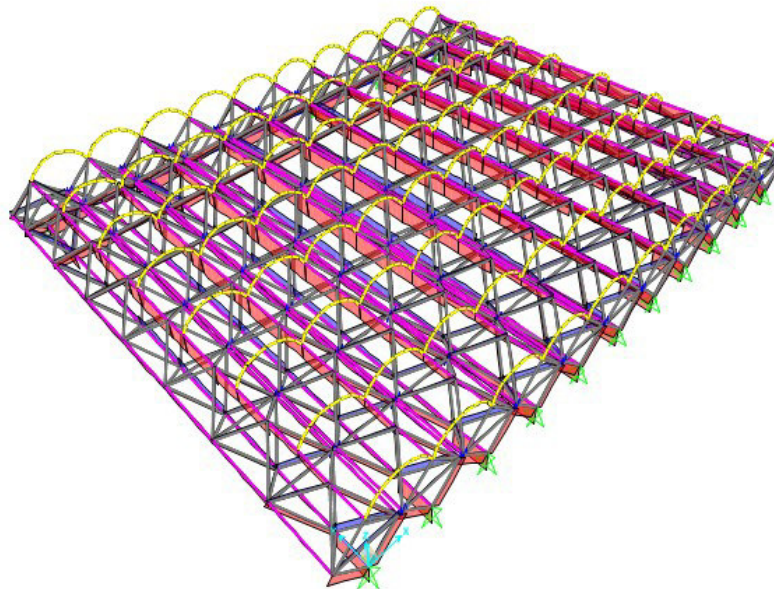
### SFORZO NORMALE SLU-ST-1

Shear Force 2-2 Diagram (SLU-ST-01)



## SFORZO DI TAGLIO SLU-ST-1

Axial Force Diagram (SLU-SIS-01 - Max/Min)



## MOMENTI FLETTENTI M3 SLU-SIS-1

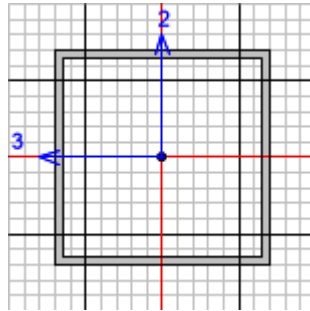
## **11- VERIFICHE SLU ANTE OPERAM**

Vedasi calcoli di verifica

## **12- VERIFICHE SLU POST OPERAM**

Vedasi calcoli di verifica

## 12.1- VERIFICA CORRENTE 120X120X4



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, mm, C

Frame : 1804 X Mid: 3000. Combo: SLU-ST-05 Design Type: Beam  
Length: 25491.667Y Mid: 12745.833 Shape: 120x120x4 Frame Type: Non Dissipative  
Loc : 25491.667Z Mid: 0. Class: Class 1 Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No  
Consider Torsion? Yes  
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded?  
Yes

GammaM0=1. GammaM1=1. GammaM2=1.25  
q0=1.5 Omega=1. GammaRd=1.1  
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=1.  
  
Aeff=1856. eNy=0. eNz=0.  
A=1856. Iyy=4167338.667 iyy=47.385 Wel,yy=69455.644 Weff,yy=69455.644  
It=6243584. Izz=4167338.667 izz=47.385 Wel,zz=69455.644 Weff,zz=69455.644  
Iw=0. Iyz=0. h=120. Wpl,yy=80768. Av,y=960.  
E=210. fy=0.287 fu=0.328 Wpl,zz=80768. Av,z=896.

### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
25491.667	-234.2	-806.095	201.447	0.943	-0.342	147.525

### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)

D/C Ratio: 0.682 = 0.632 + 0.045 + 0.004 < 1. OK  
= NEd/(Chi\_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi\_LT  
My,Rk/GammaM1)  
+ kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.37)

### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
Axial	-234.2	532.672	438.313	532.672	438.313	112297.241	744.041	1.
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd		
Major (y-y)	b	0.34	744.041	0.846	0.968	370.528		
MajorB(y-y)	b	0.34	744.041	0.846	0.968	370.528		
Minor (z-z)	b	0.34	744.041	0.846	0.968	370.528		
MinorB(z-z)	b	0.34	744.041	0.846	0.968	370.528		
Torsional TF	b	0.34	744.041	0.846	0.968	370.528		

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mm, Ed Moment	Meq, Ed Moment
Major (y-y)	-806.095	-806.095	77.682	-83.827
Minor (z-z)	201.447	201.447	-14.995	5.544

	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	23180.416	23180.416	17121.444	23180.416
Minor (z-z)	23180.416	23180.416	17121.444	

	Curve AlphaLT d	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	0.76	0.168	0.502	1.	1.336	818528.998

	kyy	kzy	kzy	kzz
Factors	1.303	0.49	0.782	0.816

SHEAR DESIGN

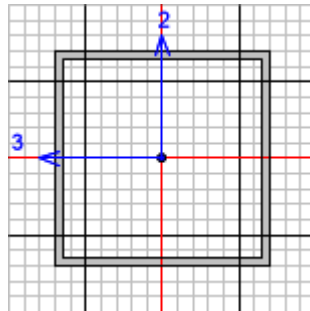
	Ved Force	Ted Torsion	Vpl, Rd Capacity	Reduction Factor	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	0.943	147.525	148.467	0.999	0.006	OK
Minor (y)	0.342	147.525	159.071	0.999	0.002	OK

	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	148.467	1.	0.357

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	0.631	1.396

## 12.2- VERIFICA DIAGONALI 80X80X3



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, mm, C

Frame : 947 X Mid: 700.036 Combo: SLU-ST-01 Design Type: Brace  
Length: 2612.002 Y Mid: 2555.357 Shape: 80x80x3 Frame Type: Non Dissipative  
Loc : 2612.002 Z Mid: 700.036 Class: Class 1 Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No  
Consider Torsion? Yes Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded?  
Yes

GammaM0=1. GammaM1=1. GammaM2=1.25  
q0=1.5 Omega=1. GammaRd=1.1  
An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.75 D/C Lim=1.  
  
Aeff=924. eNy=0. eNz=0.  
A=924. Iyy=914452. iyy=31.459 Wel,yy=22861.3 Weff,yy=22861.3  
It=1369599. Izz=914452. izz=31.459 Wel,zz=22861.3 Weff,zz=22861.3  
Iw=0. Iyz=0. h=80. Wpl,yy=26694. Av,y=480.  
E=210. fy=0.287 fu=0.328 Wpl,zz=26694. Av,z=444.

### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2612.002	-71.516	98.288	-245.938	-0.011	0.144	39.286

### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.509 = 0.487 + 0.004 + 0.018 < 1. OK  
= NED/(Chi\_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi\_LT

My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-71.516	265.188	218.212

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
265.188	218.212	55888.241	277.8	1.

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.49	277.8	0.977	1.168	0.553	146.748
MajorB(y-y)	c	0.49	277.8	0.977	1.168	0.553	146.748
Minor (z-z)	c	0.49	277.8	0.977	1.168	0.553	146.748
MinorB(z-z)	c	0.49	277.8	0.977	1.168	0.553	146.748
Torsional TF	c	0.49	277.8	0.977	1.168	0.553	146.748

### MOMENT DESIGN

		Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major	(y-y)	98.288	98.288	-16.454	73.716		
Minor	(z-z)	-245.938	-245.938	-58.264	-98.375		
		Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major	(y-y)	7661.178	7661.178	7364.51	7661.178		
Minor	(z-z)	7661.178	7661.178	7364.51			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.76	0.133	0.484	1.	2.458	430852.078
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.551	0.331	0.331	0.551		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Ted	Vpl, Rd	Reduction	Stress	Status
		Force	Torsion	Capacity	Factor	Ratio	Check
Major	(z)	0.011	39.286	73.571	0.999	0.	OK
Minor	(y)	0.144	39.286	79.536	0.999	0.002	OK
		Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW			
Reduction		73.571	1.	0.312			
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS							
		P	P				
		Comp	Tens				
Axial		-71.516	0.				

## 13- VERIFICHE SLE

### 13.2 VERIFICA SPOSTAMENTI VERTICALI

Gli spostamenti verticali per effetto dei carichi verticali devono essere minori di quelli riportati nella tabella 4.2.XII delle NTC 2018.

Nel caso specifico abbiamo:

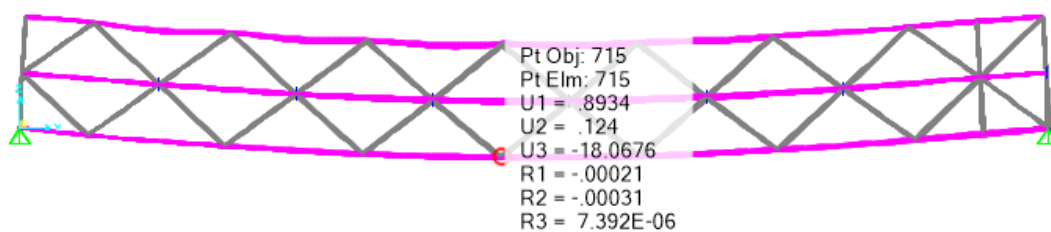
$$\frac{\delta_{max}}{h} \leq \frac{1}{250}$$

Pertanto:

$$L=25400 \text{ mm}$$

I massimi abbassamenti per gli SLE considerati si hanno per SLE-ST-01 pari a 18.06 mm

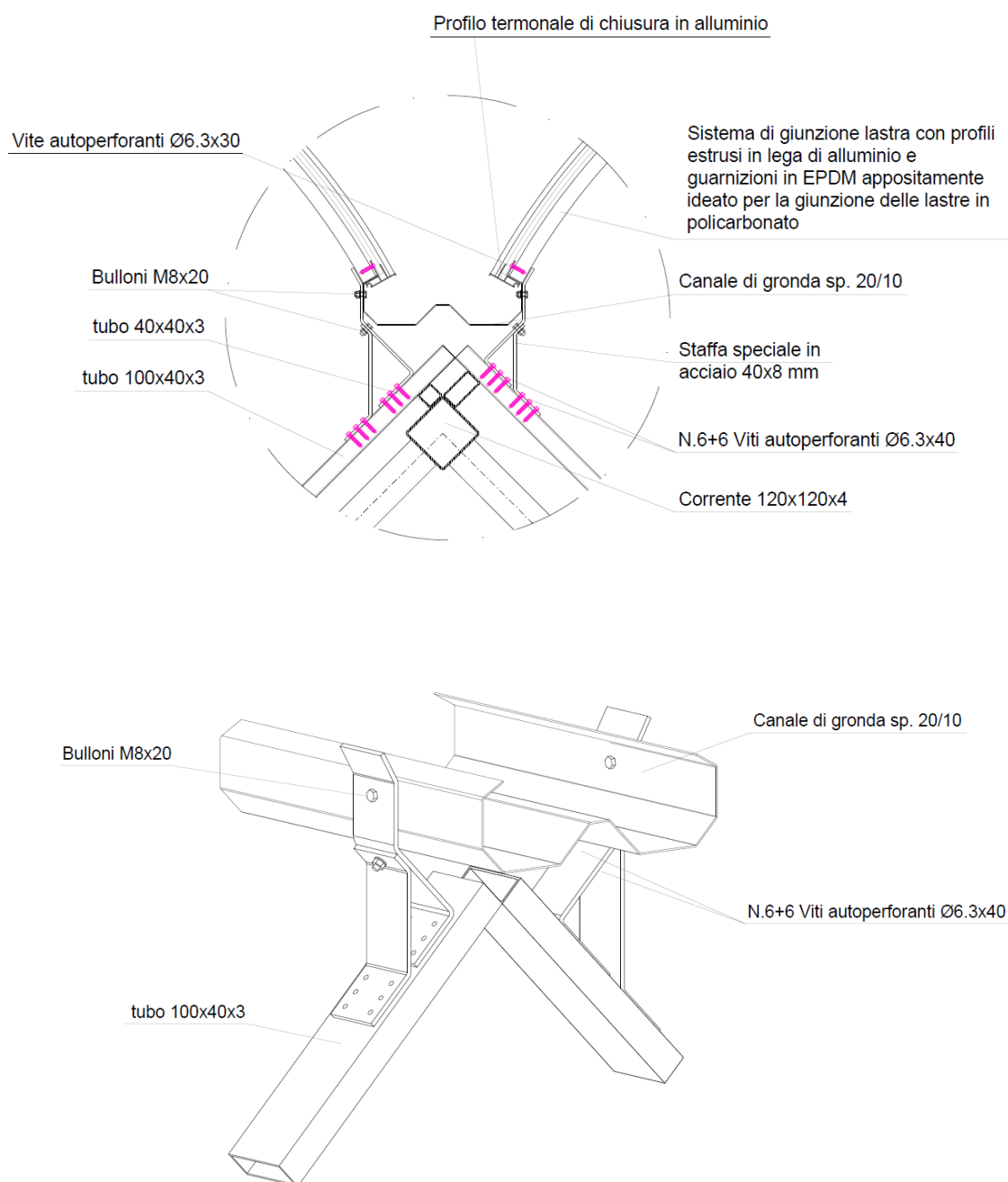
Deformed Shape (SLE-ST-01)



18.06 mm < 101 mm verificato

## 14- VERIFICA ANCORAGGIO NUOVA COPERTURA

La nuova configurazione della copertura, sarà realizzata mediante un sistema appositamente creato per manti con lastre in polycarbonato, in particolare il sistema sarà composto da un canale di gronda di spessore 20/10 ancorato alla struttura esistente mediante delle staffe in acciaio sagomate 40x8 mm disposte ad interasse di  $92 \times 3 = 276$  cm ancorate ai profili esistenti tubolari 100x40x3 mediante N.6+6 viti autoperforanti  $\varnothing 6.3 \times 40$ .



Carico sulla singola coppia di staffa:

$L = 2.76$  luce lucernario

$L = 2.76$  luce canale di gronda

$Q_n = 0.50$  KN/mq

$G_2 = 0.15$  KN/mq

$q = (1.35 \times 0.15 \times 2.76) + (1.5 \times 0.50 \times 2.76) = 2.63$  KN/ml

$F_o = 3.09$  KN

$F_v = 5.07$  KN

### Verifica bullone M8 staffa-gronda

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

Classe bullone: 8.8 diametro d: 8 f<sub>yb</sub>: 640 f<sub>ub</sub>: 800 N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata  
☐ Sezione lorde

Area: 38.6 mm<sup>2</sup>

Resistenza a taglio (per piano di taglio)  $F_{v,Rd}$ : 14.82 kN  
 Resistenza a trazione  $F_{t,Rd}$ : 22.23 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ : 5.07  $F_{t,Sd}$ : 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.342 + 0 = 0.342$  OK

---

**Rifollamento**

Acciaio: S275 (Fe430) f<sub>u</sub>: 430 N/mm<sup>2</sup>

spessore t: 2 mm  
 diametro foro d<sub>o</sub>: 9 mm

distanze bordo e<sub>1</sub>: 27 e<sub>2</sub>: 13.5  
 passo p<sub>1</sub>: 33.75 p<sub>2</sub>: 27

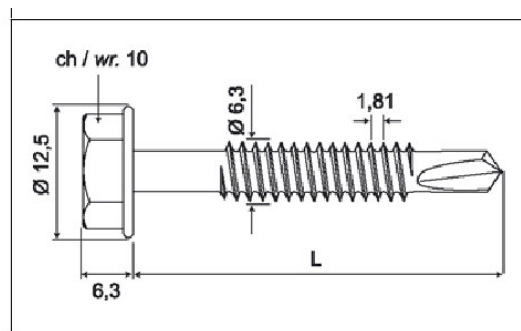
$\alpha$ : 1

Resistenza a rifollamento  $F_{b,Rd}$ : 13.76 kN Osservazioni

### Verifica viti autoperforanti

Considerando a vantaggio di sicurezza lo sforzo orizzontale assorbito dalle viti si ha:

Per le viti autoforanti come indicato dall'eurocodice nel prospetto 8.2, la resistenza a taglio ed a trazione si determina sperimentalmente, pertanto si farà riferimento alle schede tecniche del produttore.



Caratteristiche meccaniche viti a rottura - *Mechanical screw failure characteristics*

TRAZIONE / <i>TENSILE</i> (kN)	TAGLIO PURO / <i>SHEAR LOAD</i> (kN)	TORSIONE / <i>TORQUE</i> (Nm)	FLESSIONE / <i>BENDING MOMENT</i> (Nm)
18,5	11,0	16,9	10,0

**CARICHI DI ESTRAZIONE AMMISSIBILI  $N_{cons}$  - *PULL OUT RECOMMENDED LOADS  $N_{cons}$*** <sup>(1)</sup>

Su supporti in acciaio S235 EN 10025 - <i>On steel S235 EN 10025 structures</i>								
Spessore acciaio <i>Steel thickness</i>	mm	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0
Carico ammissibile <i>Recommended load</i>	kN	0,80	1,25	2,00	2,60	4,00	6,00	8,50

Utilizzando viti FRIULSIDER AP6 Ø6.3x40 si ha:

resistenza a taglio

$$F_{v,Rd} = 11 \text{ kN}$$

resistenza ad estrazione

$$F_{o,Rd} = 1.25 \text{ kN per spessore 2 mm}$$

Calcolo azioni sulla singola vite

Per effetto di V

$$F_{vEd} = V/n_b = 3.09/12 = 0.26 \text{ kN}$$

Pertanto

lo sforzo massimo a taglio

$$V = 0.26 < F_{v,Rd} = 11 \text{ kN verificato}$$

## 15- VERIFICA PASSERELLA PER LA MANUTENZIONE

Attualmente per permettere la manutenzione delle coperture sono installate delle passerelle metalliche realizzate mediante un grigliato maglia 15x76 Piatto 25x2 appoggiato in un telaio composto da angolare L30x5, il telaio così composto è appoggiato alla parte portante costituita da profilati a T40 saldati alla struttura portante ad interasse 92 cm.



Per la verifica del grigliato si fa' riferimento alle tabelle dei produttori:  
pertanto con grigliato M15x76 piatto 25x2 la massima luce per un carico di 400 Kg/mq è di 1235 mm molto maggiore della luce di calcolo.

## Sezione barre portanti

A valle dei calcoli e verifiche eseguite si può tranquillamente **asserire** che:

- le passerelle sopra indicate sono in grado di sopportare il peso degli operai durante il transito e le lavorazioni previste nel progetto (ivi compresi eventuali piani di lavoro);
- che i canali di gronda ex novi con i relativi fissaggi alla struttura esistente sono in grado di sopportare il peso degli operai durante il transito e le lavorazioni previste nel progetto (ivi compresi eventuali piani di lavoro);
- i montanti (tubo 100 x40 x3) con sovrastante profilo ad omega sono in grado di sopportare (con idoneo tavolato continuo su tre montanti) il peso degli operai durante le lavorazioni previste nel progetto (ivi compresi eventuali piani di lavoro).
- non c'è rischio di cedimento degli elementi sopra indicati.

## 16- CONCLUSIONI

Da quanto visto in precedenza risulta che la struttura progettata è pienamente in grado di assolvere i suoi compiti statici, inoltre risultano soddisfatte tutte le verifiche con la nuova configurazione del manto di copertura indicate nelle sia elle NTC 2018 – D.M. 17/01/2018 sia nella Circolare n. 617/2009.

Infine, non solo la relazione è stata improntata a criteri di chiarezza (in maniera che possa essere agevolmente consultata e controllata), ma anche gli output forniti dalla risoluzione della struttura spaziale sono facilmente comprensibili.

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità dei risultati, come richiesto al capitolo 10 delle NTC18, il sottoscritto progettista strutturale **Ing Di Lauro Vincenzo** iscritto all'Ordine degli Ingegnrri della Provincia di Napoli con il n° 12538:

### ASSEVERA

di aver:

- a) esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software utilizzato e di ritenerlo affidabile ed idoneo per la progettazione della struttura in oggetto;
- b) controllato accuratamente i tabulati di calcolo;
- c) confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima;
- d) esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

**IL SOTTOSCRITTO, PERTANTO, RITIENE CHE I RISULTATI RIPORTATI NEL PRESENTE ELABORATO SIANO CORRETTI E CHE IL PROGETTO STRUTTURALE SIA CONFORME ALLE LEGGI 1086/71 E 64/74, E AL DM 17/01/2018.**

### IL PROGETTISTA

Ing Di Lauro Vincenzo

*(Timbro e firma)*