



**COMUNE DI CARDITO**  
Città Metropolitana di Napoli



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



**Italiadomani**  
PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA



MINISTERO  
DELL'INTERNO



## PROGETTO ESECUTIVO

**Appalto integrato sulla base del progetto di fattibilità tecnica ed economica "Smart City  
Napoli Nord - Piani Urbani Integrati – M5C2 – I.2.2"**

**CIG 972663946C CUP I45I22000020006 - CUP I45I22000030006**

**RTI**



**OPUS COSTRUZIONI S.P.A.**  
Capogruppo  
P.IVA 07201350639  
Via Campana 233, Pozzuoli



**ARCHIVOLTO SRL**  
Mandante  
P.IVA 07162480631  
Via O. P. Cafaro n.4, Napoli

**RTP**

**SAG ARCHITETTURA SRLS**  
P.IVA 09189081210  
Sede legale: Via Posillipo 66, Napoli

**MASCOLO INGEGNERIA SRL**  
P.IVA 08524811216

Sede legale: Via Gramsci 19, Cicciano

**ELECTA SRL**

P.IVA 04082971211

Sede legale: Via Principe di Piemonte  
109, Roccarainola

**RUP**

Arch. Pasquale Imbemba

**OPERE COMPLEMENTARI**

**PROGETTO STRUTTURALE- (Afragola, Rione Salicelle)**

**CAMPO POLIVALENTE - Relazione di Calcolo**

DATA EMISS.	Aprile 2024	SCALA	FORMATO	A4	CODIFICA	AFGP.PE.STR.R.001_01
----------------	-------------	-------	---------	----	----------	----------------------

REVISIONE	DESCRIZIONE	DATA	APPROVATO DA
03			
02			
01	Integrazione rapporto di validazione	Giugno 2024	
00	Prima emissione	Aprile 2024	



Italiadomani  
PRIMO NAZIONALE DI INFRASTRUTTURE E RESILIENZA



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU

## SOMMARIO

PREMESSA.....	2
Descrizione dell'opera.....	2
Normativa Tecnica di Riferimento .....	4
Metodo di Calcolo .....	4
Schematizzazione Strutturale.....	8
Azioni di Calcolo .....	9
Valutazioni delle Azioni Sismiche.....	9
SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI .....	10
<i>Spettri di progetto per gli SLE</i> .....	11
<i>Spettri di progetto per gli SLU</i> .....	11
<i>Classe di Duttività e Fattore di Struttura</i> .....	12
Valutazione delle Azioni Non Sismiche .....	12
CARICHI STRUTTURALI .....	12
CARICHI PERMANENTI .....	13
CARICHI ACCIDENTALI .....	13
AZIONE DELLA NEVE.....	13
AZIONE DEL VENTO .....	15
AZIONE DELLA TEMPERATURA.....	23
Condizioni e Combinazioni di Calcolo .....	23
Schemi statici.....	25
Verifica di affidabilità dei codici utilizzati.....	36

## PREMESSA

La presente relazione ha lo scopo di fornire tutte le indicazioni necessarie alla lettura degli elaborati di calcolo, riportati in allegato alla presente, sviluppati per le analisi di verifica degli elementi strutturali caratterizzanti le opere da prevedersi nell'ambito dell'Appalto integrato "Smart City Napoli Nord – Piani Urbani Integrati", con particolare riferimento al sito di **Rione Salicelle in Afragola (NA)**.

Si riporta di seguito l'inquadramento satellitare del sito e del complesso.

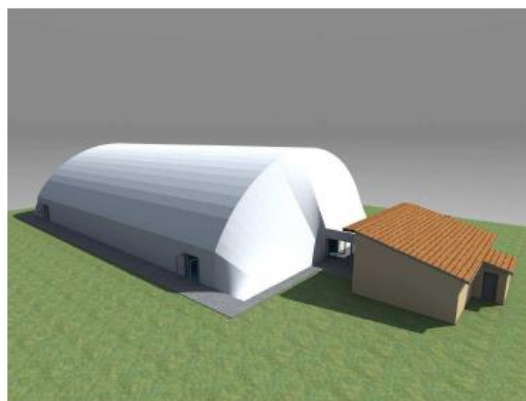
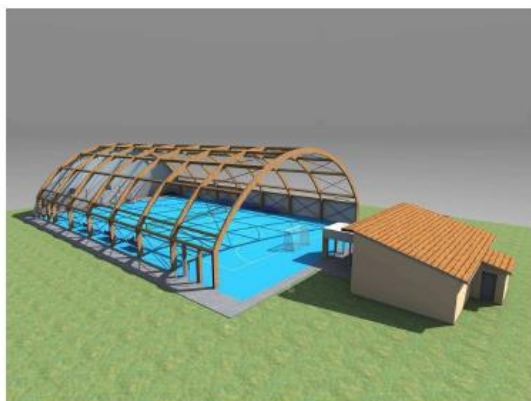


Figura 1. Collocazione territoriale area di intervento

## DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il progetto prevede, per il sito in esame, la realizzazione di:

- CAMPO POLIVALENTE.
1. Il campo polivalente ha dimensioni di 44,00 x 24,00 m, ed è fornito di una copertura in legno lamellare e doppia membrana in PVC, con un'altezza libera interna di 9,70 m., con annesso blocco spogliatoio. Le fondazioni di entrambe le strutture saranno realizzate in cemento armato completamente realizzate in opera. Per il blocco palestra la struttura in elevazione sarà realizzata in legno lamellare, prefabbricata in stabilimento e montata in opera con copertura in telo. Per il blocco spogliatoio la struttura spogliatoio in elevazione sarà realizzata in acciaio, prefabbricata in stabilimento e montata in opera con copertura in lamiera grecata con getto di cls collaborante, le pareti di chiusura in blocchi monolitici in conglomerato cellulare autoclavato dimensioni 25x30 cm densità 450 kg/mc.



Visualizzazione schema tipo

### Campo polivalente

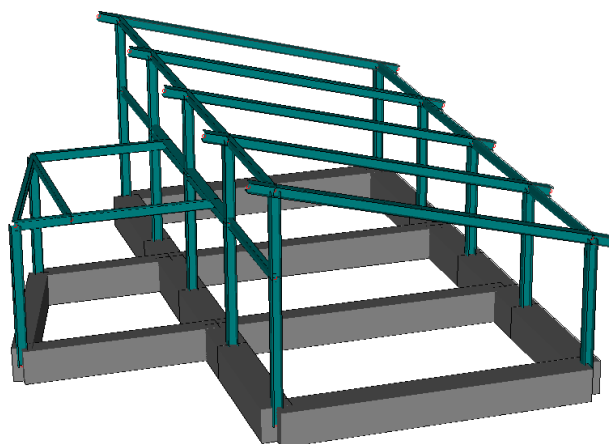
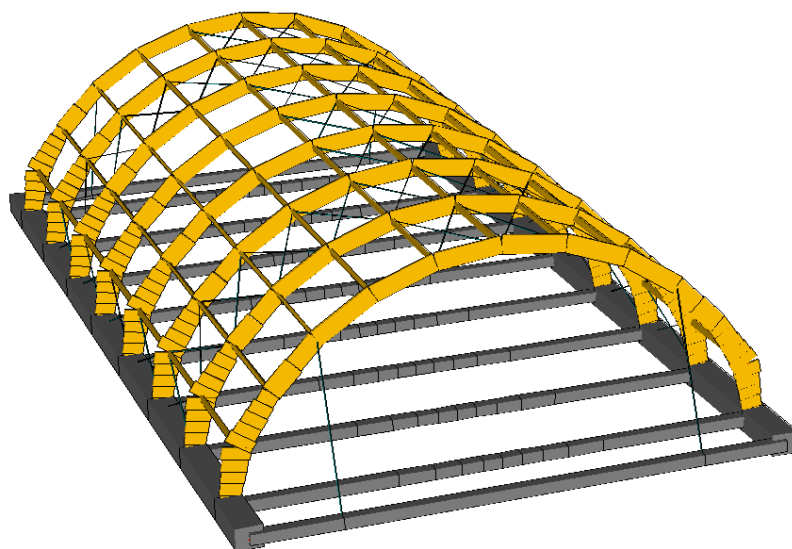


Figura 2. Viste 3D del modello geometrico

## NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

La struttura in oggetto ricade in zona sismica, pertanto, tutte le analisi numeriche svolte per il calcolo e le verifiche dei vari elementi strutturali costituenti le stesse, sono state effettuate in accordo alla normativa vigente ed in particolare:

- **Decreto Ministeriale 17-01-2018, NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI E CIRCOLARE ESPLICATIVA n. 7 del 11-02-2019.**
- Eurocode 2: *Design of concrete structures – Part 1-1 general rules and rules for buildings*
- Eurocode 3: *Design of steel structures – Part 1-1 general rules and rules for buildings*
- Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1 general rules and rules for buildings*
- Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance -Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.*

## METODO DI CALCOLO

Per poter eseguire un'analisi che consenta sia il dimensionamento che le verifiche degli elementi strutturali è necessario schematizzare la costruzione attraverso un opportuno modello che possa tener conto dei diversi comportamenti che esibiscono gli elementi costituenti la struttura.

L'analisi strutturale può essere condotta secondo quattro metodologie differenti. Sostanzialmente, ciò che le differenzia è la rappresentazione dell'azione sismica e la risposta strutturale. Così un metodo di analisi può essere statico o dinamico e lineare o non lineare. L'attuale norma sismica di riferimento (NTC2018) contempla al punto 7.3 (Metodi di analisi e criteri di verifica) la possibilità di eseguire, sia per la progettazione che per la valutazione di strutture esistenti, quattro tipologie di analisi strutturale:

- Analisi lineare dinamica;
- Analisi lineare statica;
- Analisi non lineare statica;
- Analisi non lineare dinamica;

Il metodo di verifica adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, così come prescritto dalle vigenti NTC, e ai fini delle verifiche, gli effetti dell'azione sismica vengono combinati con gli effetti delle altre azioni elementari definite nei paragrafi precedenti, ovvero carichi permanenti e variabili, secondo quanto previsto al punto 2.5.3 e 3.2.4 del D.M. 2018, in particolare, si considera la seguente combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) connessi all'azione sismica E:

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

con il significato dei simboli già stabiliti in precedenza. I coefficienti di combinazione  $\psi_{2j}$  sono quelli riportati in Tabella 2.5.I. e inclusa anche nella Sezione Analisi e verifiche per carichi verticali. Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

L'azione sismica viene applicata per ciascuna direzione, in entrambi i possibili versi e si devono considerare gli effetti più sfavorevoli derivanti dalle due analisi.

La verifica della resistenza all'azione sismica degli elementi strutturali costituenti il complesso in esame, ai fini dell'individuazione degli indicatori di vulnerabilità ai meccanismi di rottura, oltre alle verifiche di resistenza alle azioni statiche ed ai carichi accidentali combinate secondo le indicazioni della vigente normativa tecnica per le costruzioni, sono state effettuate mediante un'analisi lineare dinamica (analisi modale con fattore di struttura), quale strumento di definizione degli indicatori e di verifica di resistenza alle azioni statiche.

La scelta della tipologia di analisi è funzione della tipologia strutturale e delle caratteristiche dell'opera, in quanto in ragione del passaggio ad un sistema duale e delle dimensioni del manufatto oggetto di modellazione matematica, risulta impercorribile l'approccio mediante un'analisi più raffinata quale potrebbe essere una statica non lineare, che consente di avere un quadro dei risultati meno cautelativo (in quanto si attinge mediante la stessa anche alle riserve plastiche del sistema) ma sostanzialmente più approfondito sui limiti prestazionali del comportamento della struttura, in quanto la schematizzazione mediante un modello di calcolo agli elementi finiti con la modellazione degli elementi bidimensionali in c.a. ed in acciaio con comportamento elasto-plastico (ovvero elementi beam idonei a rappresentarne il comportamento in termini di distribuzione delle tensioni), mediante il modello a fibre, sommato alla modellazione a comportamento membranale degli impalcati (per le motivazioni precedentemente esposte), produrrebbe volumi di calcolo ingestibili e conseguentemente la probabile perdita del controllo della correttezza degli stessi, per cui si è optato per una scelta tecnica di analisi sicuramente cautelativa, ma soprattutto e assolutamente più idonea alle valutazioni su un sistema strutturale siffatto.

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, ed 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 deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

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 la formula:

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

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

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

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in §7.3.3.2 delle NTC 08', moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come da indicazioni dal §7.2.6 delle succitate norme. In alternativa, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, si può effettuare un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, tenendo conto dell'eccentricità accidentale.

L'analisi lineare dinamica, come indicato nelle NTC, è condotta secondo tre passaggi:

- determinazione dei modi di vibrare "naturali" della costruzione (analisi modale);
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione  $T$ , da uno smorzamento convenzionale  $\xi$ , caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali quelli per esempio di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore dello smorzamento convenzionale  $\xi$  pari al 5%.

Qualunque configurazione deformata della costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere.

Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, così come indicato precedentemente, è necessario 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%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante. L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

Se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (Square Root of Sum of Squares o SRSS) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:

$$E = \left( \sum_i E_i^2 \right)^{1/2}$$

con  $E$  valore combinato dell'effetto ed  $E_i$  valore dell'effetto relativo al modo  $i$ .

Tale regola deriva dall'ipotesi che i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente. La possibilità che i massimi contributi modali siano correlati può

essere tenuta in conto attraverso la combinazione quadratica completa (Complete Quadratic Combination o CQC):

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

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 la formula:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\xi_i + \beta_{ij} \cdot \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$$

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

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

Solo per strutture non dissipative è ammessa altresì la possibilità di condurre un'analisi lineare dinamica mediante integrazione al passo delle equazioni del moto (v. § 7.3.2 delle NTC), nel qual caso l'azione sismica deve essere rappresentata in forma di componenti accelerometriche, secondo quanto specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC.

Al modello geometrico che si andrà ad elaborare devono, dunque, necessariamente corrispondere un modello meccanico in quanto è fondamentale acquisire una modellazione capace di interpretare adeguatamente gli apporti di rigidità e resistenza relativi ad elementi verticali portanti.

Il modello associato ad un'analisi dinamica lineare, con fattore di struttura  $q$ , sarà del tipo FEM ovvero rispecchierà una modellazione in cui elementi portanti vengono discretizzate come elementi ad aste.

Il modello strutturale implementato si integra in una analisi globale del comportamento dinamico della struttura in modo da tradurre in maniera opportuna i fattori di resistenza.

L'analisi delle prestazioni strutturali è stata effettuata utilizzando il programma di calcolo SISMICAD della Concrete s.r.l., sistema di pre- e post-processore per la preparazione del modello e successiva lettura dei dati numerici rilevati dal programma interno di calcolo numerico agli "elementi finiti".

Il programma, che si avvale di una interfaccia grafica compatibile con formati AutoCAD, consente la progettazione di edifici in c.a., muratura, legno ed acciaio schematizzati attraverso un modello spaziale composto da elementi monodimensionali e/o bidimensionali con fondazioni poggianti su suolo elastico alla Winkler od elastoplastico, oppure su palificate.

Il lavoro di progettazione si articola quindi in tre fasi:

- definizione dell'oggetto da progettare (preprocessore);
- modellazione matematica dello stesso e soluzione del modello FEM;
- visualizzazione dei risultati e progettazione esecutiva degli elementi (post-processore).

L'analisi strutturale globale è stata eseguita nel rispetto dei metodi basati sull'elasticità lineare. In particolare, si è utilizzato il "metodo degli spostamenti" per la risoluzione della struttura. Il metodo di calcolo per le verifiche di resistenza è stato condotto seguendo le regole del "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite".



## SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE

La struttura, nel suo insieme, è stata schematizzata attraverso un modello tridimensionale costituito da elementi finiti bidimensionali (colonne, travi, plinti e pali di fondazione).

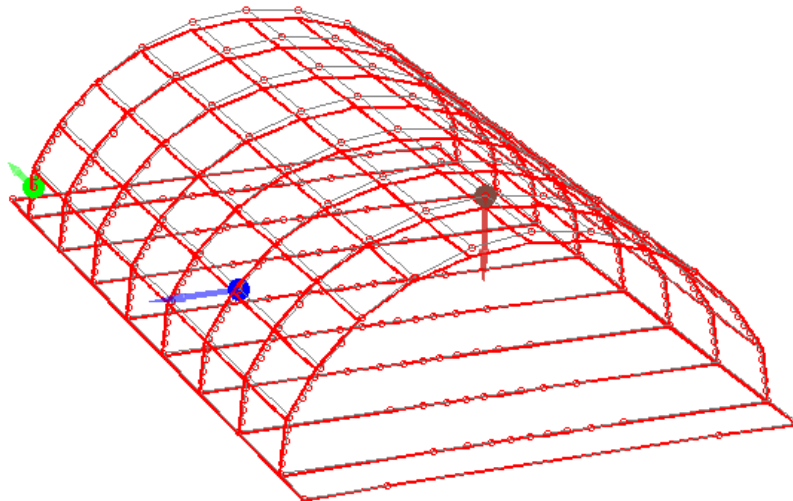
Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati vengono definite le condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali rispetto al baricentro delle rigidezze di piano, indotto ad esempio dai momenti torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, è stato simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive che costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare.

Dal punto di vista del calcolo, si precisa che le sollecitazioni sono state definite tramite solutore computazionale sulla base delle seguenti ipotesi e modalità:

- le travi e i pilastri sono considerati deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente: è possibile introdurre coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale degli elementi per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio; inoltre è previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei piastre per considerare, in modo approssimato, l'accorciamento dei piastre per sforzo normale durante la costruzione;
- gli elementi di fondazione diretta (travi) appoggiano su suolo elastico alla Winkler;
- i pali di fondazione sono schematizzati attraverso mesh di elementi asta nei cui nodi vengono disposte molle assialsimmetriche elastoplastiche le cui rigidezze in fase elastica sono calcolate automaticamente a partire dalla stratigrafia nella quale il palo è immerso.

Si riporta di seguito un'immagine di sintesi della modellazione analitica effettuata.

Campo polivalente:



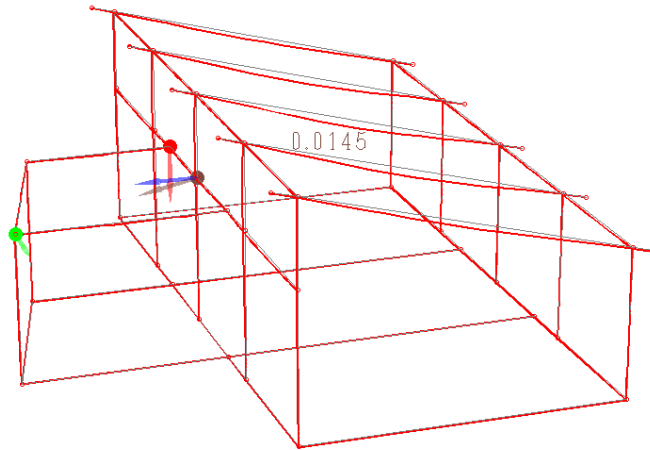


Figura 3. Modello analitico

## AZIONI DI CALCOLO

Le verifiche sono state condotte sia per gli stati limite di esercizio che per lo stato limite ultimo. Le azioni di calcolo considerate risultano essere state ottenute attraverso una serie di combinazioni di carico elementare quali:

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI		
Condizione n° 1	Pesi Strutturali	tipo I
Condizione n° 2	Pesi portati	tipo I
Condizione n° 3	Accidentali	tipo I
Condizione n° 4	Neve	tipo I
Condizione n° 5	Vento	tipo I
Condizione n° 6	Delta T	tipo II
Condizione n° 7	sisma X	tipo II
Condizione n° 8	sisma Y	tipo II
Condizione n° 9	sisma Z	tipo II

## VALUTAZIONI DELLE AZIONI SISMICHE

L'azione sismica per il sito in esame è espressa in termini di spettro di risposta in accelerazione. Tenuto conto della tipologia della costruzione in oggetto si utilizza il solo spettro di accelerazioni relativo alle componenti orizzontali, in accordo a quanto prescritto al punto 7.2.1. del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018.

Per quanto riguarda invece la componente verticale le indicazioni da seguire sono le seguenti:

- §3.2.3.1: "Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché

il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad  $a_g \geq 0,15g$ ".

- §7.2.2: "La componente verticale deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2".

Nel caso in esame non si rientra in nessuno dei casi specificati al capitolo 7 di cui sopra, pertanto la componente verticale può ritenersi trascurabile.

La determinazione delle azioni sismiche è stata quindi effettuata sulla base di quanto previsto al punto 3.2 del D.M. Infrastrutture 17/01/2018.

Di seguito si riportano gli spettri ottenuti mentre si rimanda alla "relazione sulla modellazione sismica" per ulteriori dettagli.

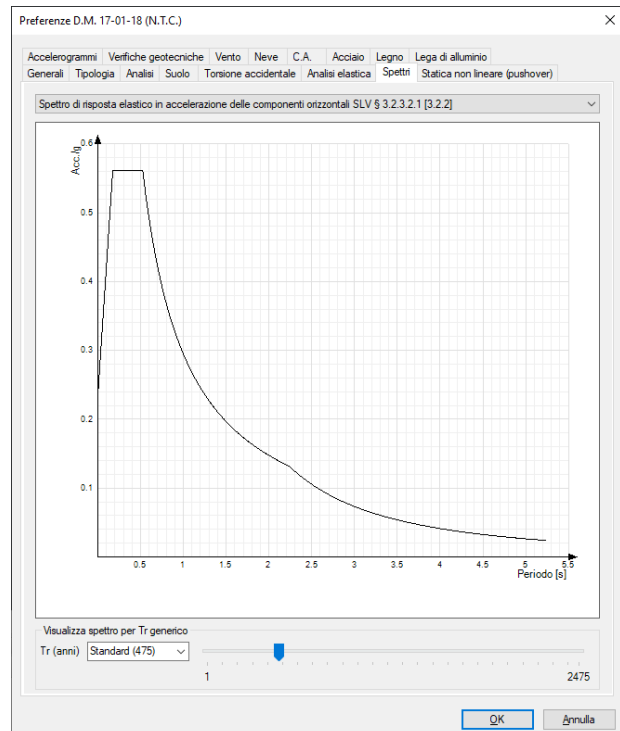
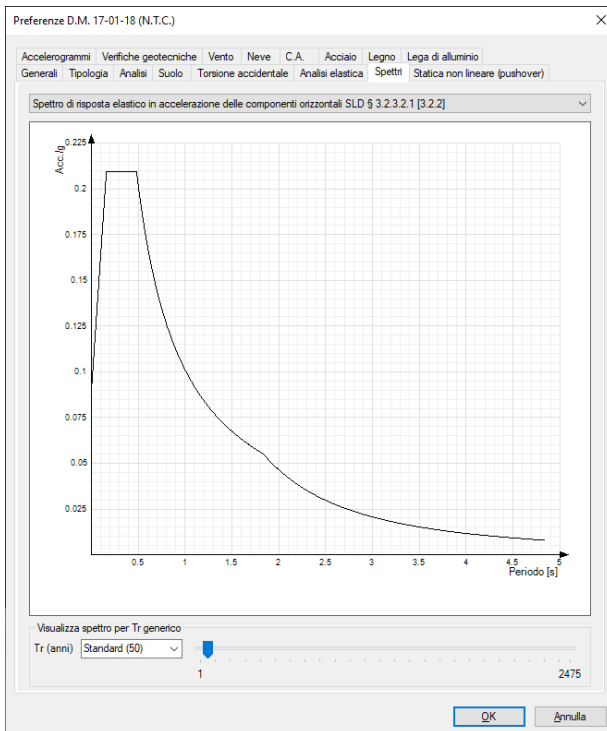
### SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI

I valori dei parametri necessari per la definizione degli spettri di risposta elastica in accelerazione delle componenti orizzontali, per i quattro stati limite riportati in Tabella 3.2.I sono riassunti nella seguente Tabella.

**Tabella 4 – Valori parametrici per definizione spettri elastici componenti orizzontali**

	Parametri	SLO	SLD	SLV	SLC
Indipendenti	$a_g$ (g)	0.046	0.060	0.162	0.206
	$F_o$	2.343	2.353	2.396	2.461
	$T_c^*$ (sec)	0.286	0.315	0.353	0.357
	$S_s$	1.500	1.500	1.467	1.396
	$S_T$	1.000	1.000	1.000	1.000
	<b>Parametri</b>	<b>SLO</b>	<b>SLD</b>	<b>SLV</b>	<b>SLC</b>
Dipendenti	$S$	1.500	1.500	1.467	1.396
	$\eta$	0.833	0.833	0.833	0.833
	$T_B$ (sec)	0.151	0.161	0.174	0.176
	$T_C$ (sec)	0.454	0.484	0.523	0.527
	$T_D$ (sec)	1.785	1.840	2.248	2.423

Di conseguenza gli spettri elastici ottenuti sono i seguenti:



Gli spettri elastici di risposta di accelerazioni delle componenti orizzontali per il sito di costruzione sono stati tenuti in debito conto per gli stati limite previsti dal D.M. 17/01/2018.

Sotto l'effetto delle azioni sismiche deve essere garantito il rispetto degli SLE e SLU. In virtù di quanto riportato al punto 7.1 del D.M. Infrastrutture 17/01/2018 si ha che il rispetto dei vari stati limite si considera soddisfatto:

- nei confronti di tutti gli SLE, qualora siano rispettate le verifiche relative agli SLD;
- nei confronti di tutti gli SLU, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nella Sezione 7 del D.M. 2018 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Pertanto, le verifiche svolte per i vari elementi strutturali in parola comprendono:

- **allo SLU:**
  - Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza;
  - Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione;
- **allo SLE:**
  - Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza;
  - Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali;

### Spettri di progetto per gli SLE

Lo spettro di progetto in accelerazione  $S_d(T)$  delle componenti orizzontali da utilizzare per le verifiche agli SLE (ed in particolare allo SLD) è lo spettro elastico, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR.

### Spettri di progetto per gli SLU

Lo spettro di progetto in accelerazione  $S_d(T)$  delle componenti orizzontali da utilizzare per le verifiche allo SLU (ed in particolare allo SLV) è lo spettro elastico, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, con le ordinate ridotte sostituendo il fattore  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento definito per le tipologie strutturali considerate.

## Classe di Duttilità e Fattore di Struttura

Per la struttura in esame, studiata attraverso un'analisi dinamica lineare, si è adottato un comportamento dissipativo in forza di quanto previsto per tale tipologia di analisi.

In aggiunta all'eccentricità effettiva, è stata considerata, in forza di quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018, un'eccentricità accidentale, spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/-5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

La capacità di dissipazione è stata tenuta in debito conto attraverso il fattore  $q$  di cui sopra. Detto coefficiente dipende dalla tipologia strutturale, dai criteri di dimensionamento, dalla duttilità locale delle membrature e dal grado di regolarità della configurazione strutturale, si sarebbe potuto assumere come pari a:

$$q = k_R \cdot q_0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

dove:

- $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- $k_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza;
- $k_w$  è un fattore riduttivo che assume valore diverso da 1 solo per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti o torsio-deformabili.

Nel caso in esame la struttura è stata progettata come **non dissipativa**, pertanto con  **$q=1.5$** .

Nello specifico per il dimensionamento e la verifica delle opere di fondazione, in accordo alle NTC18 §7.2.5, sono state considerate le azioni trasmesse dalle strutture in elevazione amplificate del coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ .

Infine la non linearità geometrica, nel particolare caso in elevazione, è stata tenuta in debito conto attraverso il fattore  $\vartheta$ , per le costruzioni civili tale fattore può essere trascurato nel caso in cui ogni ad ogni orizzontamento risulti:

$$\vartheta = P \cdot d_r / V \cdot h \leq 0.1$$

Si rimanda quindi al suddetto paragrafo "Principali risultati di calcolo", per la disamina della verifica in oggetto.

## VALUTAZIONE DELLE AZIONI NON SISMICHE

La seguente analisi dei carichi è stata condotta in accordo a quanto prescritto del D.M. Infrastrutture 17/01/2018 – Capitolo 3 (Azioni sulle costruzioni).

## CARICHI STRUTTURALI

I carichi strutturali sono inequivocabilmente da ricondurre alle tipologie di soluzioni strutturali adottate per gli orizzontamenti, ovvero ai vari tipi di solai e/o elementi di orditura primaria e secondaria che realizzano le strutture portanti, essendo i pesi propri degli elementi stessi,

automaticamente calcolati ed attribuiti dal software di calcolo in ragione delle caratteristiche dimensionali e costitutive degli stessi.

Si riportano i carichi considerati:

Peso proprio calcestruzzo	2500 kg/mc (24 kN/mc)
Peso Proprio Solai a lamiera grecata Tipo HI-Bond	H = 10 <= 190 kg/mq (1.86 kN/mq)

Mentre per le altre strutture il carico strutturale viene calcolato in automatico dal software.

### CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti non strutturali sono inequivocabilmente da ricondurre alle tipologie di soluzioni strutturali adottate per gli orizzontamenti, ovvero ai vari tipi di solai e/o elementi di completamento delle orditure strutturali portanti.

Si riportano i carichi considerati:

Pavimento	102 kg/mq (1 kN/mq)
Intonaco	30 kg/mq (0.3 kN/mq)
Tamponamenti portanti perimetrali	450 kg/mc (4.5 kN/mc)
Tramezzi interni (ripartiti)	102 kg/mq (1 kN/mq)
Manto di copertura	30 kg/mq (0,30 kN/mq)

### CARICHI ACCIDENTALI

Le azioni accidentali risultano fornite inequivocabilmente dalle vigenti NTC, in funzione della destinazione d'uso dei vari livelli, sostanzialmente si considerano le azioni riconducibili a quelle fornite dalle vigenti NTC del 2018 al paragrafo 3.1.4, relativo alle azioni statiche riconducibili ai carichi variabili. Nello specifico nella modellazione prodotta si sono considerati quali carichi agenti quelli superficiali verticali uniformemente distribuiti associati alla categoria B e H della tabella 3.1.1 della normativa.

Si riportano i carichi considerati:

Cat.	Ambienti	qk [kN/m <sup>2</sup> ]
H	Coperture e sottotetti.	
	Cat. H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione.	51 kg/mq (0,50 kN/mq)

### AZIONE DELLA NEVE

Le azioni agenti sulle strutture, riconducibili ai carichi da neve, vengono stimate, coerentemente con quanto sviluppato per le altre possibili tipologie di carichi esaminate per la progettazione preliminare delle opere in oggetto, in ottemperanza a quanto indicato nelle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni al capitolo 3. Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$  è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito.

Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente. L'altitudine di riferimento  $a_s$  è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono:

#### Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanico-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.2]$$

#### Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.3]$$

#### Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.4]$$

#### Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.5]$$

Il coefficiente di forma  $\mu_i$  si assume in via generale, per il carico neve, il valore indicato nominalmente per le coperture a una o più falde, essendo  $\alpha$ , in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale. I coefficienti di forma  $\mu_1$ ,  $\mu_2$ ,  $\mu_3$ ,  $\mu_i$  si riferiscono alle coperture ad una o più falde, e sono da valutare in funzione di  $\alpha$  come indicato in normativa e in circolare.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Nel caso specifico si presentano coperture del tipo piano o lievemente inclinate, tutte riconducibili alla tipologia ad unica o a doppia falda.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre costruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella Tabella 3,4,I delle NTC. Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 1$ , nello specifico detta assunzione risulta coerente trattandosi di un'area riconducibile ad una situazione topografica "normale".

Tab. 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione

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

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

Pertanto considerato che l'area oggetto di studio ricade nella Zona III, per cui il valore caratteristico del carico neve al suolo  $q_{sk}$  è stato desunto tramite la seguente formula:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

come da espressione 3.3.11 del NTC 17/01/2018, dove  $a_s$  intesa come altitudine di riferimento è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio, assunto il coefficiente di esposizione  $C_E$  pari ad 1,0, considerando in riferimento alla tabella 3.4.I, l'area oggetto di intervento ricadente nella classe topografica "Normale"(Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi), infine con un valore del coefficiente termico  $C_t$  posto pari ad 1, in assenza dei presupposti normativi ad una caratterizzazione diversa dello stesso, per la determinazione del coefficiente di forma per la copertura  $\mu_i$ , tenendo in debito conto che le superfici di copertura presentano le suindicate caratteristiche e risultano tutte inscrivibili nel range  $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ , si ottiene il valore utilizzato per l'implementazione del carico neve:

$$q_s \cong 48 \text{ daN/m}^2$$

## AZIONE DEL VENTO

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Le azioni da vento vengono automaticamente calcolate dal software utilizzato in funzione della zona e delle caratteristiche di sito.

Schema di valutazione vento su copertura cilindrica



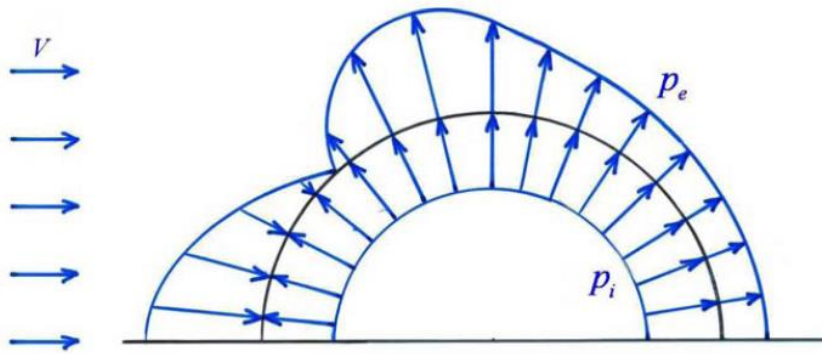


Figura 3.13 – Pressione esterna ed interna sulle due facce di una superficie.

La pressione cinetica di riferimento 46 kg/mq.

Per il calcolo del coefficiente di esposizione, essendo l'altezza  $z = 10.00 >$  di  $z_{MIN} = 5,00$   $C_e(z)$  si fa riferimento alla formula:

$$c_e(z) = k_{r2} * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)]$$

in cui:

$$- k_r = 0,20 \quad - z = 10,00 \quad - z_0 = 0,10$$

$$\text{pertanto } c_e(z) = 0.18 * 11.60 = 2.14$$

Più complesso risulta invece il calcolo del coefficiente aerodinamico  $C_{pe}$ , che varia in funzione della configurazione (vento laterale  $\rightarrow$  volta cilindrica, vento di testata  $\rightarrow$  copertura a falda) e pertanto scinderemo la questione nei 2 casi:

Azione del vento laterale

Per le volte cilindriche, il riferimento normativo è il documento CNR-DT 207 R1/2018, il quale, al punto 2.3.6 dell'appendice G fornisce le indicazioni procedurali, gli schemi ed i grafici interpolativi in funzione di 3 parametri:

$$- \text{la quota di riferimento } z_e = h + f/2$$

$$- \text{il rapporto } h/d$$

$$- \text{il rapporto } f/d$$

tutti definiti secondo lo schema riportato:

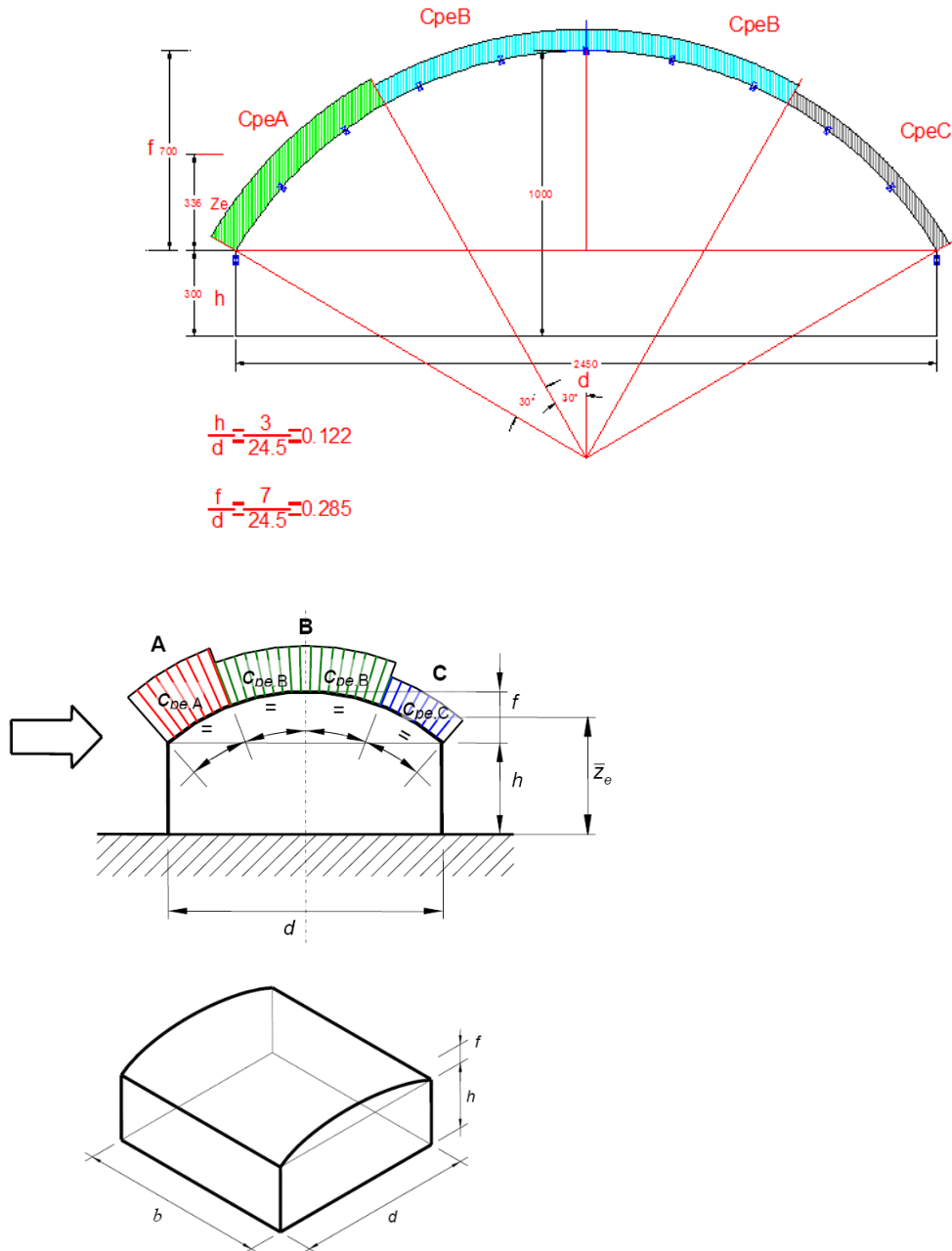
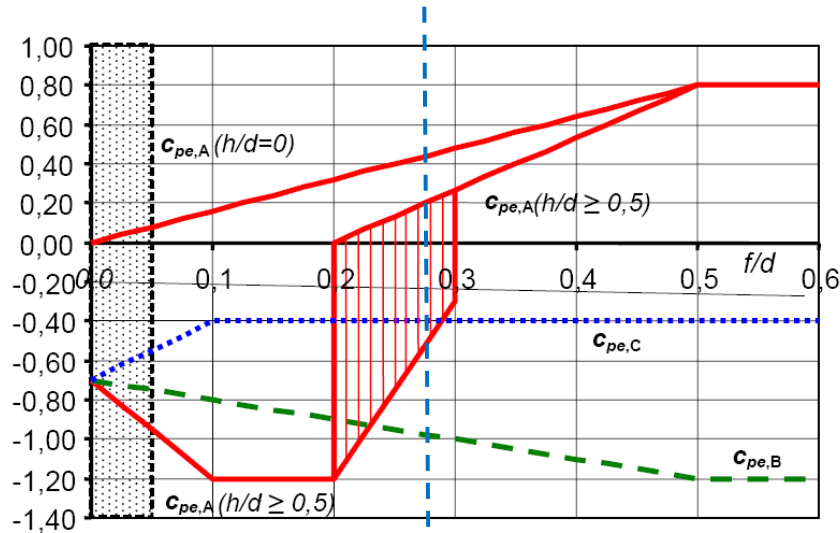


Figura G.15 – Schema di riferimento per coperture a volta cilindrica.

Nel quale si individuano anche le 4 zone della volta in cui si esplica l'azione del vento.



$$h/d=0.122 \quad f/d=0.285$$

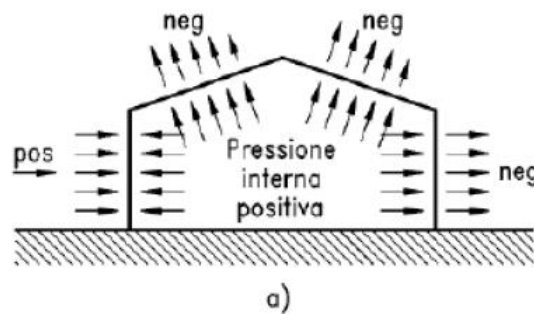
$$C_{peA} = 0.30$$

$$C_{peB} = -0.98$$

$$C_{peC} = -0.40$$

Sulle pareti verticali della copertura (dove di trovano gli scorrevoli) si applicano invece i classici coefficienti sopravvento (+0,8) e sottovento (-0,4) ed inoltre, non essendo garantita l'ermeticità della struttura, si applica il coefficiente di pressione interna  $C_{pi}$ , comunemente assunto  $\pm 0,2$ .

Si sceglie il caso a) far quelli proposti dalla normativa:



Perché consente di massimizzare gli effetti della depressione interna conseguenti a quello che in gergo, per queste strutture si definisce "effetto pallone".

Da cui, con la 3.3.2 del DM 17.01.2018 ( $p = q_b \times C_e \times C_p \times C_d$ ) e avendo posto  $C_t = 1$  e  $C_d = 1$ :

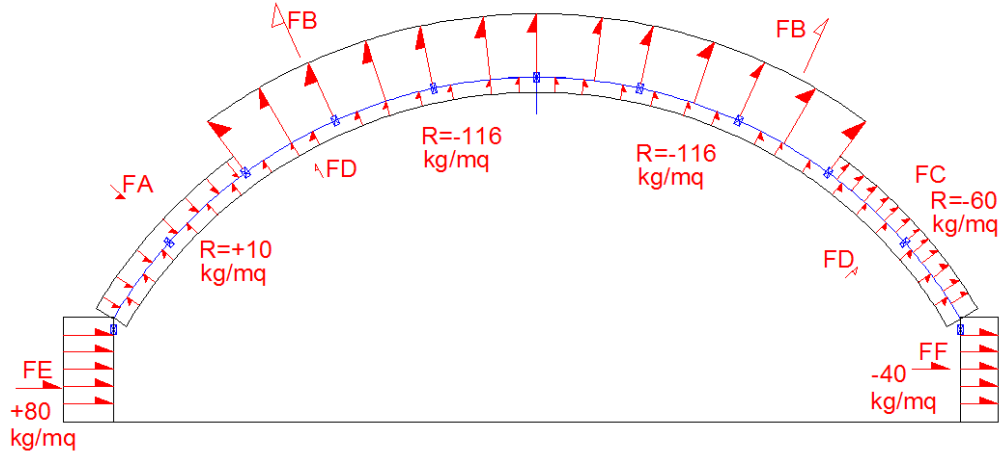
$$- FE = q_b \times C_e \times C_{p+} = 46,00 \times 2,14 \times +0,80 = +78.72 \text{ kg/mq} \quad \text{azione sul portale}$$

$$78.72 \times 5.42 = 426 \text{ kg/ml}$$

$$- FA = q_b \times C_e \times C_{pA} = 46,00 \times 2,14 \times +0,30 = +29.53 \text{ kg/mq} \quad \text{azione sulla copertura}$$

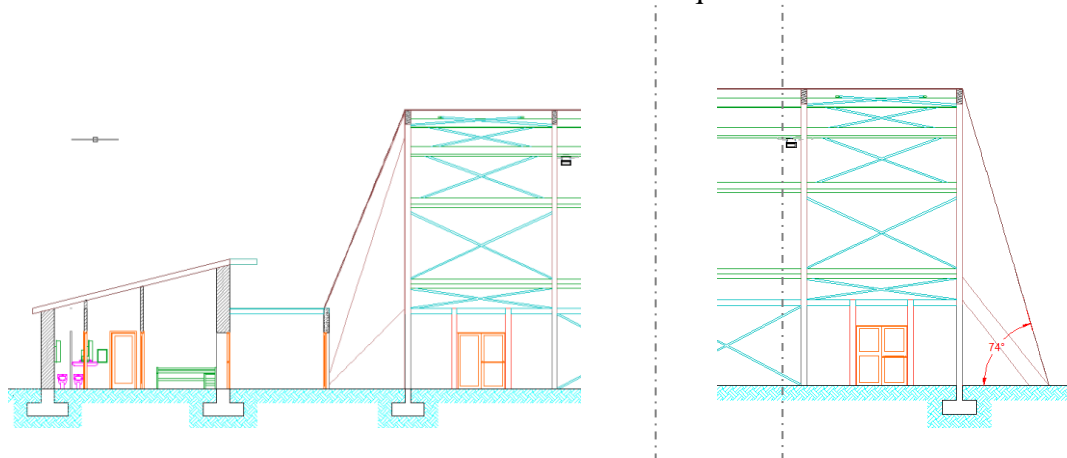
$$- FB = q_b \times C_e \times C_{pB} = 46,00 \times 2,14 \times -0.98 = -96.47 \text{ kg/mq} \quad "$$

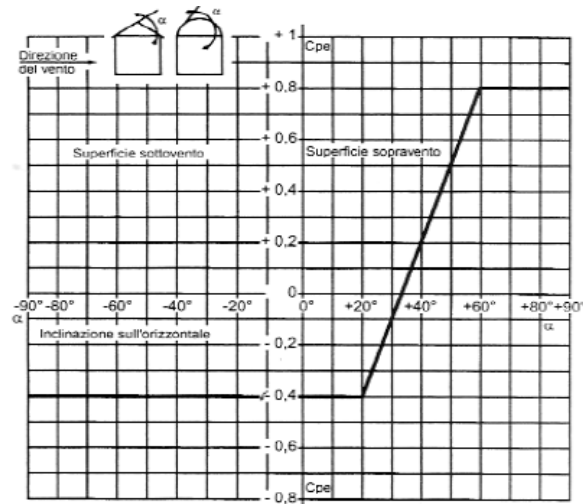
- $FC = qb \times Ce \times CpC = 46,00 \times 2,14 \times -0,40 = -39,37\text{kg/mq}$  “
- $FD = qb \times Ce \times Cpi = 46,00 \times 2,14 \times -0,20 = -19,68\text{kg/mq}$  “
- $FF = qb \times Ce \times Cp = 46,00 \times 2,14 \times -0,40 = -39,37\text{kg/mq}$  azione sul portale  
 $39.37 \times 5.42 = 214 \text{ kg/ml}$



#### Azione del vento di testata

Per le azioni indotte dal vento sulle testate, il caso è decisamente più semplice, in quanto trattasti di semplice falda inclinata ( $75^\circ$ ), risolvibile secondo le indicazioni del punto C.3.3.10 della Circolare 11-02-2019 e sintetizzate in questo schema:





In cui la pressione sopravento (nel range  $\alpha > 60^\circ$ ) è fisso a  $Cp+ = +0,8$ , mentre per la porzione sottovento è fisso a  $Cp- = -0,4$  e come di consueto, non essendo garantita l'ermeticità della struttura, si applica il coefficiente di pressione interna  $Cpi$ , comunemente assunto  $\pm 0,2$ .

Riassumendo nuovamente per schemi:

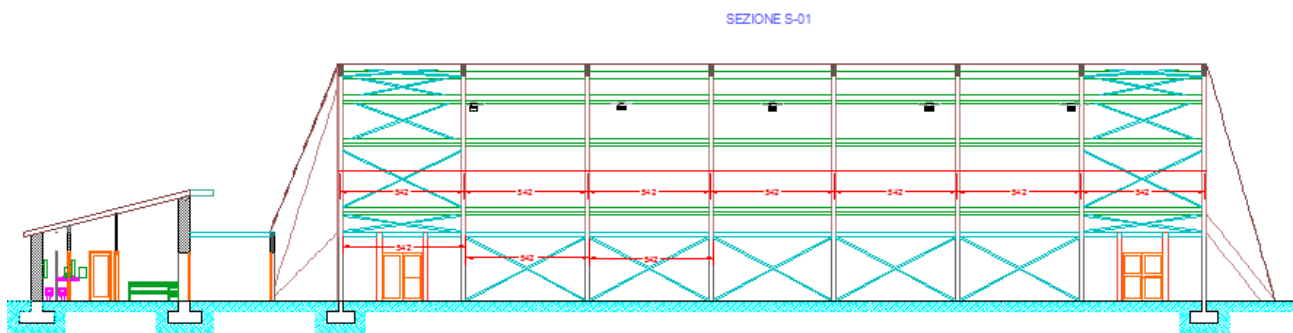
e poiché l'angolo è circa  $74^\circ$ , applicando sempre il caso a) che massimizza gli effetti della depressione interna, abbiamo:

$$- FX = qb \times Ce \times (Cp+ - Cpi) = 46,00 \times 2,14 \times (+0,80 - 0,20) = + 60 \text{ kg/mq}$$

$$- FY = qb \times Ce \times (CpA + Cpi) = 46,00 \times 2,14 \times (-0,40 - 0,20) = - 60 \text{ kg/mq}$$

Il carico da vento laterale viene applicato sull'estradosso degli archi in ragione del loro passo,

considerando il numero di archi pari a 8 si ha un carico per arco di  $120/8=15 \text{ kg/mq}$  con valore di  $15/2$  sugli archi di testate  $7.5 \text{ kg/mq}$

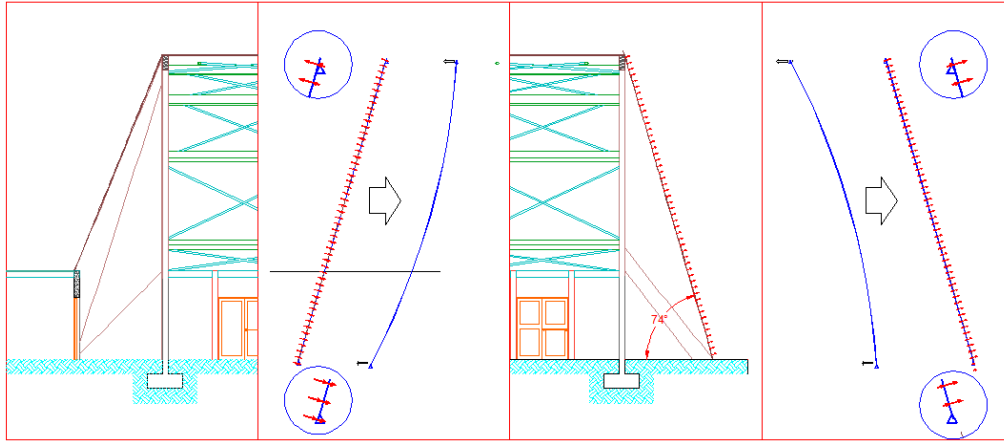


Il carico da vento laterale risulta dimezzato sugli archi esterni della struttura.

Carico sul telo di testata

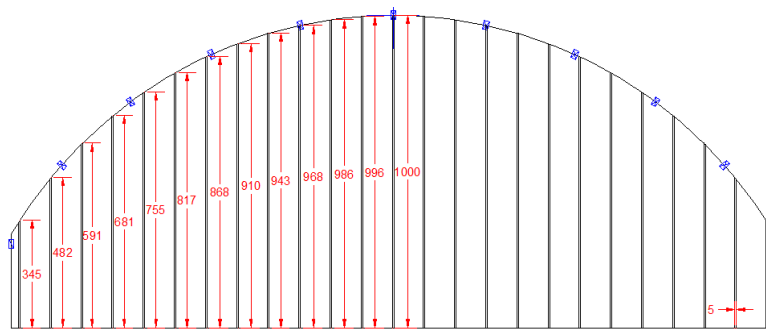
Nell'impossibilità di modellare correttamente il comportamento del telo di testata, per il vento di testata si è introdotta la seguente semplificazione: la pressione effettiva che si scaricherebbe sulla vela, vien discretizzata in carico lineare su strisce di tessuto in poliestere di larghezza 5 cm (strisce standard su cui vengono condotti i test di resistenza dei teli di copertura), fissate a terra a passo di 1,00mt ed in copertura ai nodi costruttivi dell'arco secondo lo schema statico di una biella: le particolari caratteristiche del materiale di cui è fatto il telo ed il sistema di fissaggio permetterebbero

in realtà di modellare un sistema di ritenuta in sommità più simile ad una cerniera su carrello, ma la biella risulta essere una approssimazione accettabile in quanto evita problemi di labilità del modello di calcolo e idealmente assorbe la porzione di azione orizzontale che il telo mobilita con la sua ampia deformazione, superiore a quella del resto della struttura di 1 ordine di grandezza e non modellabile con un elemento rigido asta.



Per determinare il carico su ogni "striscia" si calcola la pressione totale generata dal vento ( $F_x \times A_{vela}$ ) e la si divide per la lunghezza totale delle strisce rappresentate nel modello di calcolo:

$$F_{striscia} = \frac{F_x \times A_{vela}}{\Sigma L_{strisce}}$$



Per cui  $F_{striscia} = 60 \text{ kg/mq} \times 214 \text{ mq} / 204 = 64 \text{ kg/ml}$

azione agente sul telo di larghezza 5 centimetri (vedi prove sulla resistenza del telo).

Ai fini del calcolo, si può assumere quanto segue:

il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura appartengono alla classe di durata permanente;

i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i sovraccarichi variabili relativi a magazzini e depositi appartengono alla classe di lunga durata;

i sovraccarichi variabili di abitazione e di uffici in generale appartengono alla classe di media durata;

il sovraccarico da neve riferito al suolo  $q_{sk}$ , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerarsi di breve durata;

l'azione del vento e le azioni eccezionali appartengono per lo più alla classe di durata istantanea.



Per tener conto dell'influenza della variazione di umidità del materiale sulle sue caratteristiche di resistenza e sul suo comportamento reologico, si definiscono le tre classi di servizio indicate.

In prima approssimazione, si propone il seguente criterio di assegnazione:

- classe di servizio 1: elementi in ambiente chiuso e riscaldato;
- classe di servizio 2: elementi in ambiente interno non riscaldato, elementi in ambiente esterno protetti dall'esposizione diretta agli agenti atmosferici;
- classe di servizio 3: elementi in ambiente esterno esposti direttamente agli agenti atmosferici.

Elementi posti in ambienti particolarmente umidi, ivi compresi ambienti interni quali piscine, palaghiacci, depuratori e simili, saranno di regola assegnati alla classe di servizio 3. Scelte diverse da quelle sopra proposte dovranno essere giustificate da adeguati dati previsionali relativi alle condizioni termo-igrometriche previste in opera durante l'intero intervallo di vita della struttura.

### CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE

#### BLOCCO SPOGLIATOI

##### Carico distribuito con riferimento globale Z

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. inerz.	Aliq. inerz. SLD
Neve Zona III	3	Condizione 3	Variabile: Neve	-50.00	0.000	-50.00	0.000	0.0000	0.0000
Vento copertura	4	Condizione 4	Variabile: Vento	-43.00	0.000	-43.00	0.000	0.0000	0.0000

##### Carico distribuito con riferimento globale Z, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. inerz.	Aliq. inerz. SLD
Peso lamiera grecata cls finiture	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-230.00	0.000	-230.00	0.000	1.0000	1.0000
Categoria H - Coperture e sottotetti	2	Condizione 2	Variabile: Domestici e residenziali	-51.00	0.000	-51.00	0.000	0.0000	0.0000
Permanente muri	5	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-100.00	0.000	-100.00	0.000	1.0000	1.0000

### CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE

#### BLOCCO PALESTRA

##### Carico distribuito con riferimento globale X

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. inerz.	Aliq. inerz. SLD
Vento Zona III FE	7	Condizione 3	Variabile: Vento	80.0	0.000	80.0	0.000	0.0000	0.0000
Vento Zona III FF	8	Condizione 3	Variabile: Vento	40.0	0.000	40.0	0.000	0.0000	0.0000

##### Carico distribuito con riferimento globale Y

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. inerz.	Aliq. inerz. SLD
Vento zona III testata anteriore	9	Condizione 3	Variabile: Vento	60.0	0.000	60.0	0.000	0.0000	0.0000
Vento Zona III testata posteriore	10	Condizione 3	Variabile: Vento	60.0	0.000	60.0	0.000	0.0000	0.0000

##### Carico distribuito con riferimento globale Z

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. inerz.	Aliq. inerz. SLD
Neve Zona III distribuzione triangolare	3	Condizione 2	Variabile: Neve	-50.0	0.000	-50.0	0.000	0.0000	0.0000
Vento Zona III FA-FD	4	Condizione 3	Variabile: Vento	-10.0	0.000	-10.0	0.000	0.0000	0.0000
Vento Zona III FB-FD	5	Condizione 3	Variabile: Vento	116.0	0.000	116.0	0.000	0.0000	0.0000
Vento Zona III FC-FD	6	Condizione 3	Variabile: Vento	60.0	0.000	60.0	0.000	0.0000	0.0000

##### Carico distribuito con riferimento globale Z, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Peso TELO	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-15.0	0.000	-15.0	0.000	1.0000	1.0000
Permanente TIRO TELO SU BANCHINA DX SX	2	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-40.0	0.000	-40.0	0.000	1.0000	1.0000

## AZIONE DELLA TEMPERATURA

Le azioni della temperatura sulla struttura sono state valutate in accordo a quanto prescritto dalle NTC al §3.5.5 – Tabella 3.5.II.

**Tabella 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici**

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

## CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CALCOLO

Ai fini delle verifiche agli stati limite, le azioni elementari definite in precedenza vengono combinate secondo quanto previsto § 2.5.3 delle NTC. In particolare, si considerano le seguenti combinazioni delle azioni:

- **Stati limite ultimi (SLU):**

- ✓ Combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **Stati limite esercizio (SLE):**

- ✓ Combinazione caratteristica (rara):  $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- ✓ Combinazione frequente:  $G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- ✓ Combinazione quasi permanente:  $G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

in cui  $G_i$  sono i valori caratteristici dei carichi permanenti e  $Q_{ki}$  indica le azioni variabili. In particolare, nella combinazione delle azioni che possono agire contemporaneamente,  $Q_{k1}$  è l'azione dominante e  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$ ,  $Q_{kj}$  sono le azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Si definiscono inoltre le ulteriori combinazioni relative alle altre azioni che interessano la struttura, quali:

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

quest'ultima impiegata sia per gli SLU e gli SLE connessi all'azione sismica  $E$ , definita al capitolo precedente. Si osserva da subito che nelle combinazioni allo SLE si omettono quelle azioni variabili che forniscono un contributo favorevole nei confronti delle azioni. Infine, per correttezza, si osserva che il simbolo "+" nelle precedenti relazioni ha il significato di somma algebrica e quindi vuol dire "combinato con". I coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono riportati nella Tabella 2.6.I delle NTC, di seguito riportata:



		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella dei Coefficienti parziali di sicurezza**

Nella Tabella il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale del peso proprio degli elementi non strutturali;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Le azioni variabili  $Q_{kj}$  sono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  i cui valori sono riportati in Tabella 2.5.I delle NTC:

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

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

**Tabella dei Coefficienti di combinazione**

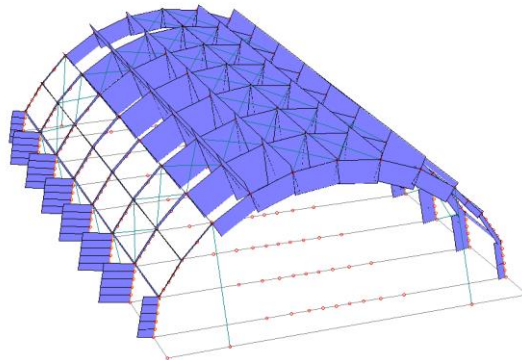
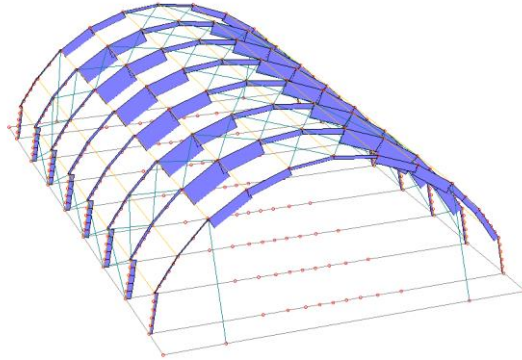
Le verifiche statiche (soli carichi gravitazionali) sono state eseguite nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi, così come prescritto al punto 2.1 del D.M. Infrastrutture 17/01/2018. In particolare, le azioni sull'edificio in esame sono state cumulate in modo da determinare 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, come consentito dalle norme vigenti.

Pertanto, l'involuppo delle sollecitazioni massime per ogni elemento strutturale componente l'impianto strutturale di che trattasi, è stato determinato attraverso le combinazioni di carico riportate nell'allegato tabulato di calcolo, le stesse vengono raggruppate per famiglia di appartenenza tenendo conto della Classe d'Uso considerata.

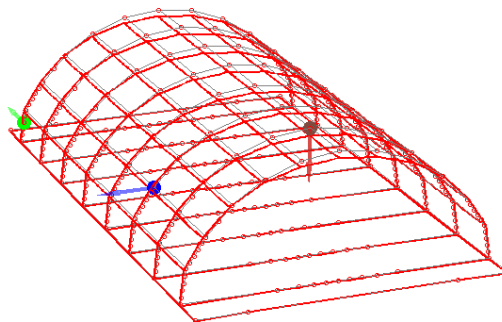
Per una disamina più dettagliata si rimanda ai tabulati di calcolo.

## SCHEMI STATICI

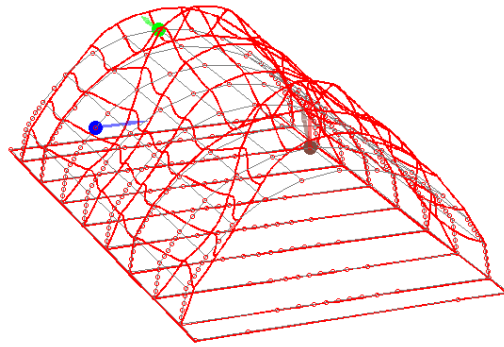
- Disposizione e intensità dei carichi (Fx e Fy)



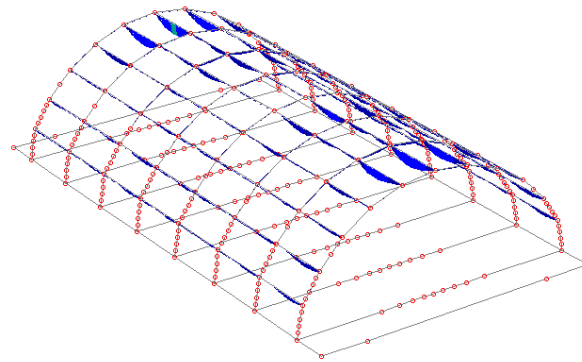
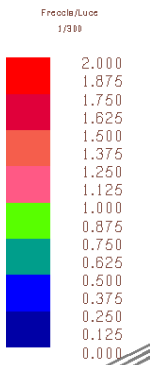
- Deformazioni (statiche e dinamiche) Sollecitazioni e verifiche



Deformata dinamica (x100)



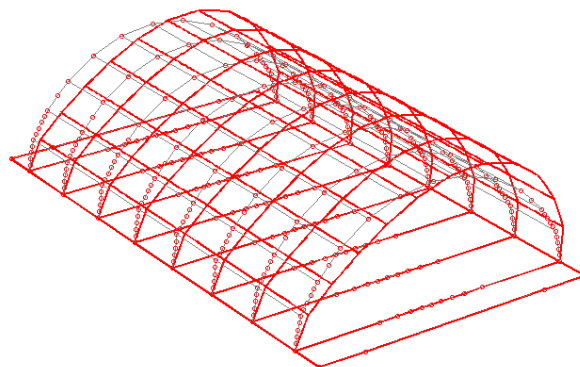
Deformata statica (x100) (azione del vento)



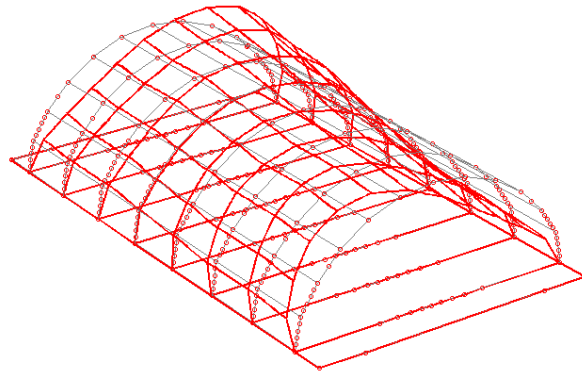
Freccie/luce (1/300)

### Modi propri di vibrazione

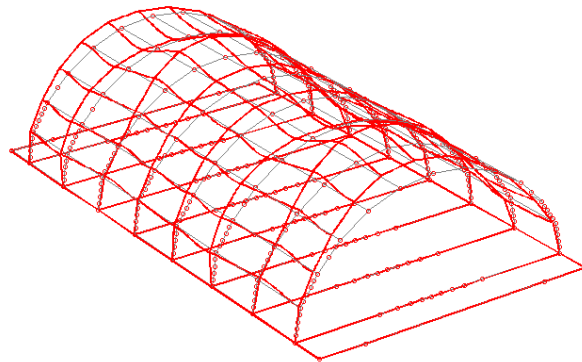
Modo 1  $f = 2.106 \text{ Hz}$   $T = 0.475 \text{ s}$



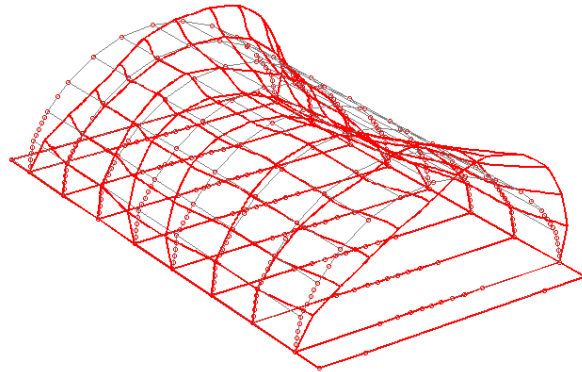
Modo 2  $f = 2.518 \text{ Hz}$   $T = 0.397 \text{ s}$



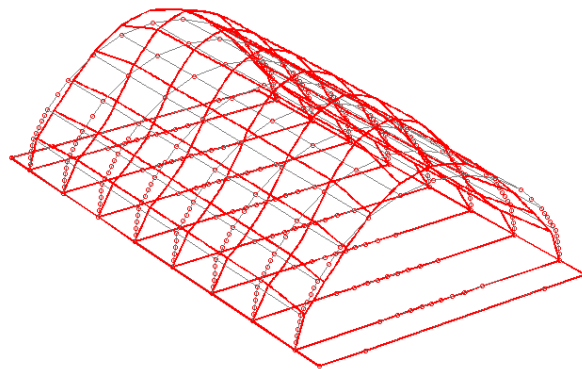
Modo 3  $f = 2.828 \text{ Hz}$   $T = 0.354 \text{ s}$

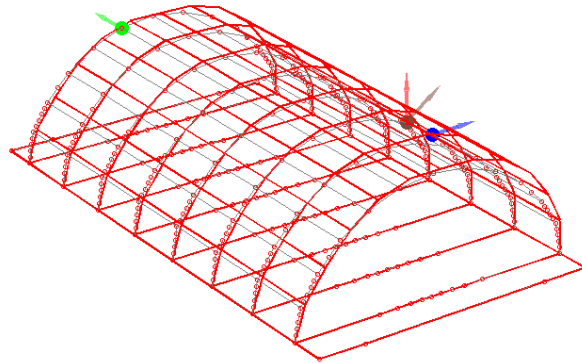


Modo 4  $f = 5.354 \text{ Hz}$   $T = 0.187 \text{ s}$

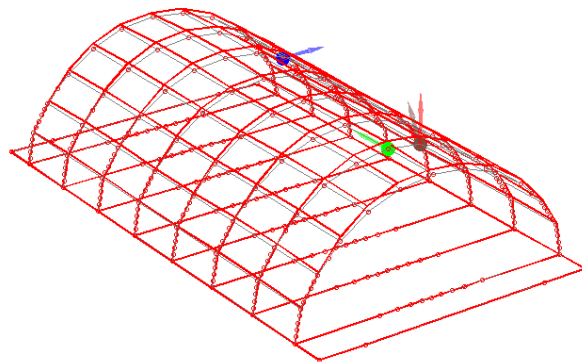


Modo 5  $f = 5.961 \text{ Hz}$   $T = 0.168 \text{ s}$

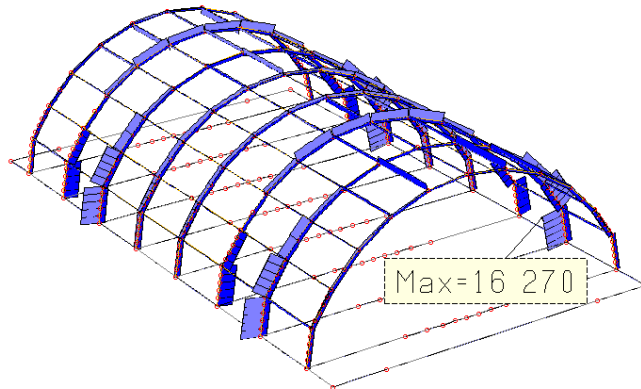




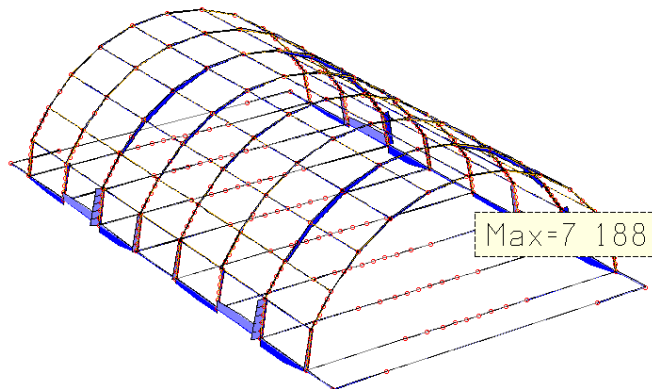
Inviluppi dinamico s.l.u.  $E_x + \lambda E_y$



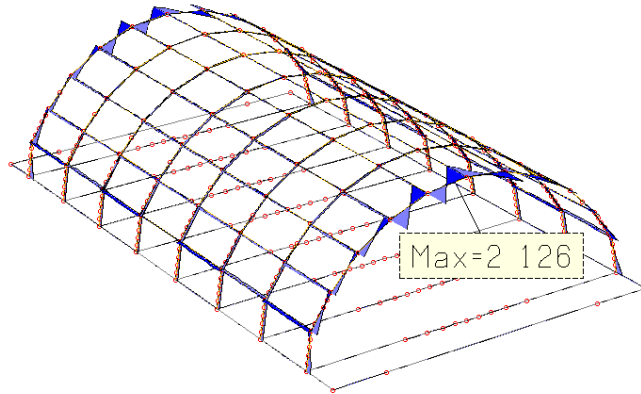
Inviluppi dinamico s.l.u.  $\lambda E_x + E_y$



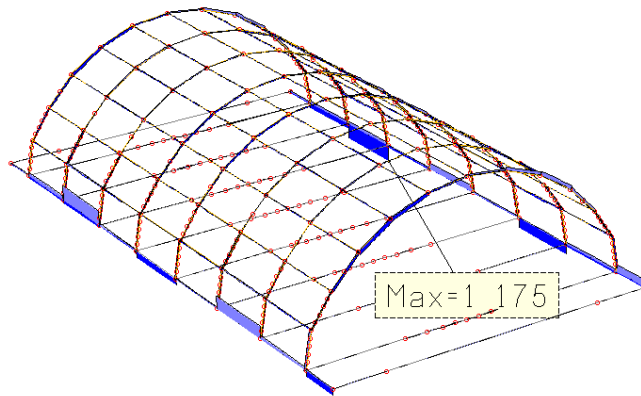
Sforzo normale Fx



Taglio Fy

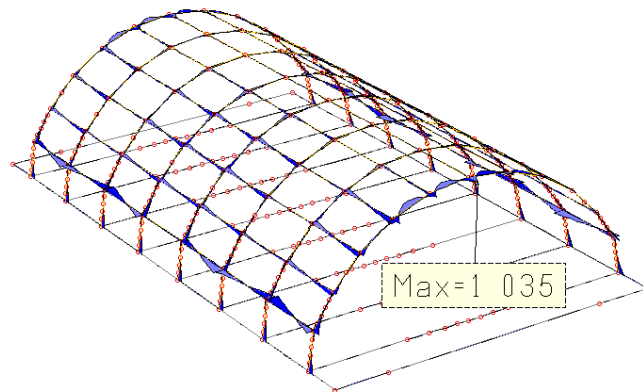


Taglio Fz

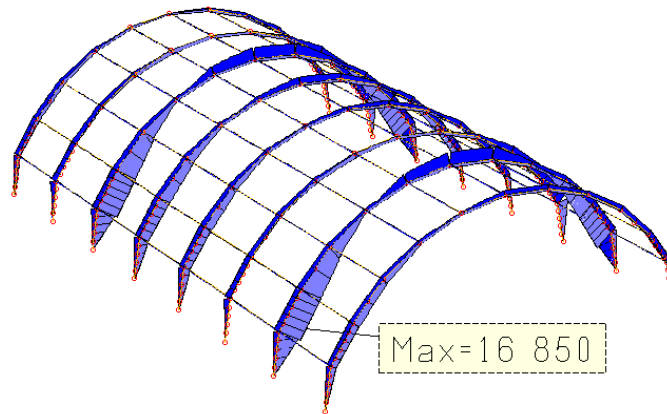
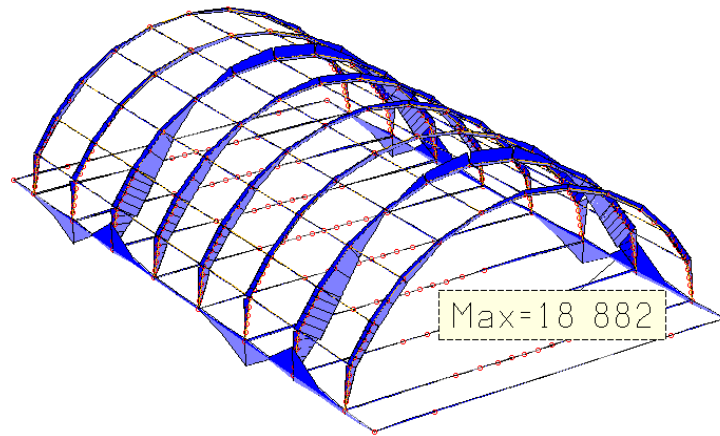


Momento Mx (torcente)

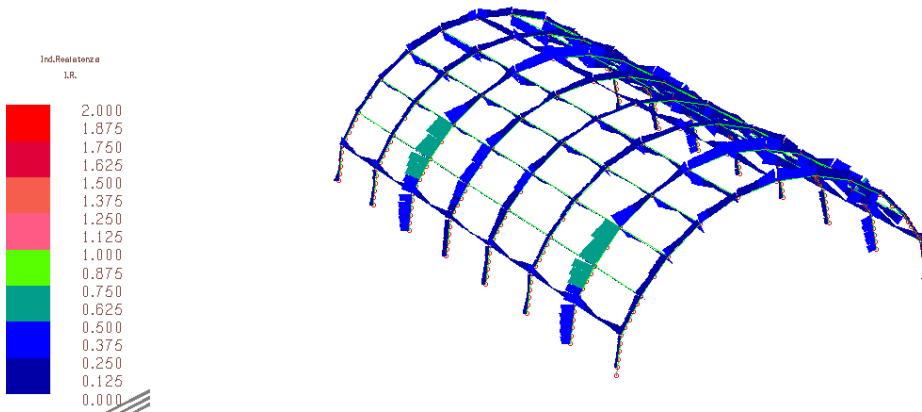




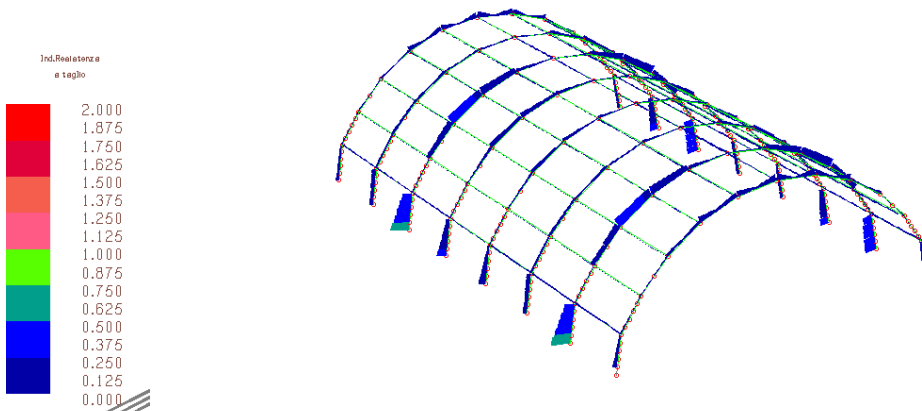
Momento  $M_y$  (flettente di piano  $xy$ )



Momento  $M_z$  (flettente asse aste)

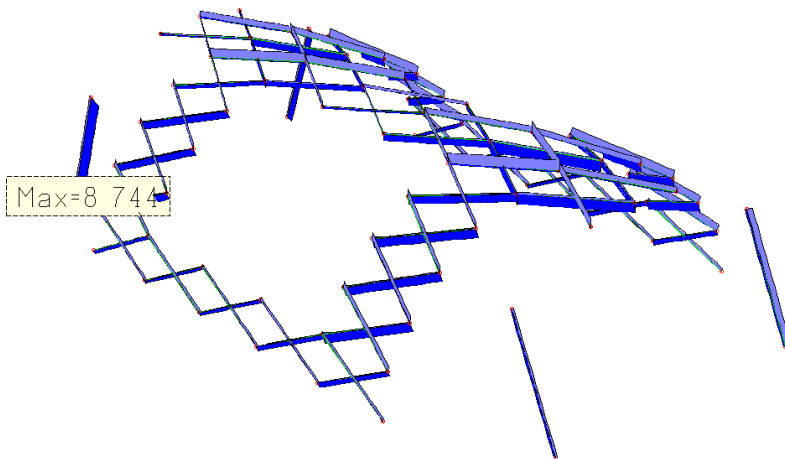


Indice di resistenza I.R.



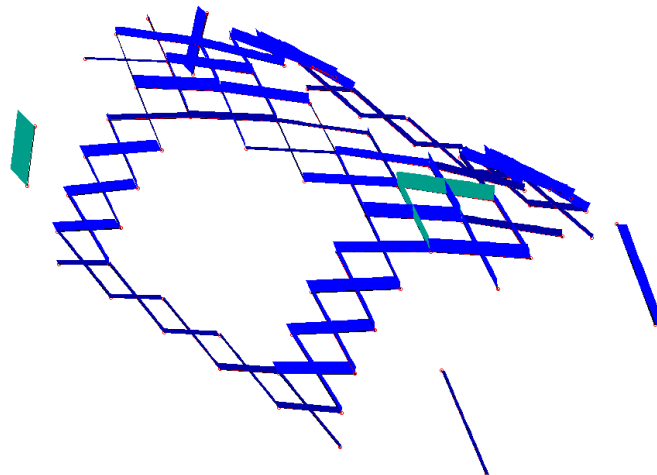
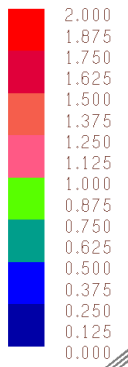
Indice di resistenza a taglio

Controventi aste tese



Sollecitazione Fx (sforzo normale)

Ind.Resistenza  
I.R.



Indice di resistenza I.R.

## VERIFICA DI AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al § 10.2 NTC18, il progettista strutturale assevera di aver:

- Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software MASTERSAP e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto.
- Controllato accuratamente i tabulati di calcolo, il listato degli errori numerici del solutore e le tabelle di verifica delle sezioni.
- Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima.
- Esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Pertanto, poiché le verifiche effettuate sono state superate, ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alle Leggi n°1086/71 e n°64/74, e al DM 14/01/2008.

Il calcolo è stato condotto con i metodi della Scienza delle Costruzioni, basate sull'ipotesi di elasticità lineare dei materiali, le verifiche sono state condotte utilizzando il "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limiti" utilizzando un programma di calcolo all'elaboratore. Tale procedura di calcolo, utilizzata per il calcolo delle fondazioni e strutture in elevazione, è stata effettuata avvalendosi, come detto, del MASTERSAP della AMV srl, sistema di analisi strutturale che consente la progettazione di strutture in c.a., acciaio, legno e muratura schematizzandole attraverso un modello matematico unico.

Si precisa altresì che il tutto è stato redatto nel pieno rispetto di quanto prescritto al CNR 10024/86 -Analisi di strutture mediante elaboratore-. Nei diversi tabulati di calcolo, di cui la presente si compone, sono riportati i valori degli spostamenti relativi, le sezioni caratteristiche, le azioni di carico, e quanto altro occorra per meglio identificare i dati di input ed output sviluppati secondo quanto descritto nelle NTC da D. M. del 17/01/2018.

Le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche contenute nella presente relazione di calcolo corrispondono ai dati di progetto, i programmi di calcolo adottati, sono di riconosciuta affidabilità ed hanno fornito sollecitazioni compatibili con le tensioni di calcolo assunte per i materiali impiegati. Pertanto, in relazione all'output ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente e per ogni singolo elemento ed in fondazione, si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti.

Il modello di calcolo prodotto compendia puntualmente le caratteristiche geometriche del manufatto e richiama nei singoli elementi costitutivi, le proprietà dimensionali e costitutive dei corrispondenti componenti costruttivi previsti in progettazione, oltre ad essere peculiarizzato mediante la definizione delle azioni di calcolo statiche e dinamiche, definite in funzione della destinazione d'uso e del sito di riferimento (sia in termini di coordinate geografiche, che di caratteristiche stratigrafiche e geotecniche). Nello specifico si precisa ai sensi delle indicazioni di cui al §10.2 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018, nonché delle precisazioni della Circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n°617 del 21/01/2019, che:

### a) Tipo di analisi svolta:

- a.1) Analisi Dinamica Lineare con fattore di struttura;
- a.2) Il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale è quello agli Elementi Finiti, con soluzioni approssimate ai problemi descritti da equazioni differenziali alle derivate parziali, riducendo queste ultime ad un sistema di equazioni algebriche;
- a.3) La metodologia seguita per le verifiche delle sezioni è quella Semiprobabilistica agli Stati Limite, con riferimento a quanto imposto al §2.6 ed al §6.4 delle NTC'08;

a.4) Le combinazioni di carico adottate sono tutte quelle previste al §2.5.3 delle NTC'18;

**b) Informazioni sull'origine, le caratteristiche e la validazione dei codici di calcolo:**

b.1) Il codice utilizzato è MASTERSAP, prodotto e distribuito AMV srl., società di software ingegneristici, con sede in via San Lorenzo a Ronchi dei Legionari, Gorizia regolarmente in corso di validità;

b.2) La documentazione fornita dal produttore a corredo del programma, comprendente:

- una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati;
- l'individuazione dei campi d'impiego;
- i casi di prova interamente risolti e commentati con files di input che consentano la riproduzione dell'elaborazione;

rappresentano un fascicolo di notevoli dimensioni, non riproducibile in formato cartaceo per il deposito al Genio Civile delle singole pratiche edilizie, ma resta comunque facilmente visibile sul sito del produttore del software (<https://amv.it/mastersap/>).

**c) Affidabilità e validazione dei codici utilizzati attraverso:**

c.1) L'esame preliminare di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità del programma nel caso specifico di applicazione è riconducibile alla conoscenza del codice e dall'esperienza consolidata nell'utilizzo dello stesso in circostanze di calcolo e di problematiche strutturali analoghe;

c.2) L'esame della documentazione fornita dal produttore o dal distributore sulle modalità e procedure seguite per la validazione del programma, è stata oggetto di attento studio già all'atto dell'acquisizione del software, e nel tempo la medesima è stata rivalutata di volta in volta a fronte di significative evoluzioni del codice stesso, nell'arco della ventennale utilizzazione del medesimo.

**d) La validazione indipendente del calcolo:**

Nel caso di opere di particolare importanza si effettua un controllo incrociato sui risultati delle calcolazioni attraverso la ripetizione dei calcoli da parte di un soggetto qualificato, prescelto dal Committente, diverso dal progettista originario delle strutture, eseguita mediante l'impiego di programmi di calcolo diversi da quelli impiegati originariamente, o alternativamente mediante l'impiego, da parte del progettista e/o del soggetto validatore, di programmi che possiedano i requisiti richiesti dalle NTC, diversi da quelli impiegati originariamente, che consentano la impostazione, la lettura e l'analisi del modello al loro interno, possibilmente attraverso file di trasferimento. Nel caso in oggetto dette procedure sono state ritenute non necessarie in considerazione della dimensione e della natura dell'opera oggetto di intervento, oltre che dei notevoli margini di sicurezza adottati nelle calcolazioni prodotte.

**e) Modalità di presentazione dei risultati:**

I risultati, riassunti nella presente ed esposti completamente nei tabulati di calcolo allegati, costituiscono una sintesi completa ed efficace, presentata in modo da riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta. I valori numerici di ogni elaborazione, preceduta dall'indicazione della convenzione sui segni e delle unità di misura, vanno sintetizzati mediante disegni, schemi grafici rappresentativi almeno delle parti più sollecitate della struttura, delle configurazioni delle deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione, delle componenti degli sforzi, nonché dei diagrammi di involuppo associati alle combinazioni di carichi considerate, degli schemi grafici con la rappresentazione delle azioni applicate e delle corrispondenti reazioni vincolari. Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, di tali grandezze e del comportamento complessivo della struttura, come rappresentato, vanno

chiaramente evidenziati i valori numerici necessari nei punti e nelle sezioni significative della struttura stessa.

#### **f) Informazioni generali sull'elaborazione:**

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

#### **g) Giudizio motivato di accettabilità di risultati:**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo dimensionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico; pertanto, i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Pertanto, in relazione all'output ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente e per ogni singolo elemento ed in fondazione, si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti, in ottemperanza alle "nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 con riferimento alle istruzioni per l'applicazione di tale decreto indicate nella circolare 21 gennaio 2019, n. 617 (ministero delle infrastrutture e dei trasporti), ed alla legge 64/74.

**Il tecnico**