



Finanziato
dall'Unione Europea
NextGenerationEU



comune di
PRATO

OGGETTO:

PNRR M4-C1-I 1.2:

**"Piano di estensione del tempo pieno e mense" -
Riqualificazione architettonica, strutturale e
impiantistica della mensa della scuola dell'infanzia
e primaria Pietro Mascagni, via A. Toscanini n. 6**

PROGETTO ESECUTIVO

Servizio: **PU EDILIZIA SCOLASTICA E SPORTIVA**

Unità Operativa: **U.O.C. EDILIZIA SCOLASTICA**
Piazza Mercatale, 31 - 59100 Prato (PO)

Dirigente: **Arch. Laura Magni**

Responsabile Unico del Progetto: **Arch. Diletta Moscardi**

PROGETTO

engineering projects s.r.l.

servizi integrati per l'ingegneria e l'architettura

piazza Europa n° 2 - 59100 PRATO

tel: 0039 0574 603406 fax: 0039 0574 965716

e-mail: infonet@engpro.it p.IVA e c.f. 01637040971

Progetto architettonico:

Progetto strutturale:

Progetto impiantistico:

Coordinamento della sicurezza

in fase di progettazione:

Ing. Pietro Carmagnini

ELABORATO

STRUTTURALI

GENIO CIVILE

A3 - A8 - A9

**RELAZIONE GENERALE - RELAZIONE DI CALCOLO
FASCICOLO DEI CALCOLI**

ID ELABORATO

049. PE-ST-EL-03

Data prima emissione:	10/07/2023	Scala :
Rev. corrente:	Descrizione:	Data:
00	-	-



© Copyright Comune di Prato - Servizio PU Edilizia Scolastica e Sportiva
è vietata la riproduzione anche parziale del documento

Documento informatico firmato digitalmente ai sensi del D.Lgs. 82/2005 e s.m.i. e rispettive norme
collegate, il quale sostituisce il documento cartaceo e la firma autografa

A8-0 INDICE

A8-0	INDICE.....	1
A8-1	DESCRIZIONE ALLO STATO DI FATTO.....	5
A8-1.1	INQUADRAMENTO GENERALE.....	5
A8-1.2	CARATTERIZZAZIONE TERRITORIALE E SISMICA DEL FABBRICATO.....	5
A8-2	CARATTERISTICHE E DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO.....	7
A8-3	INTERVENTI E STATO DI PROGETTO.....	8
A8-3.1	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	8
A8-3.2	VALUTAZIONE PRELIMINARE DEI POSSIBILI INTERVENTI.....	9
A8-4	DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI.....	10
A8-4.1	ANALISI STORICO-CRITICA.....	10
A8-4.2	RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.....	10
A8-4.3	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI.....	11
A8-4.4	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	11
A8-4.5	AZIONI.....	11
A8-5	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE STRUTTURE ESISTENTI.....	12
A8-5.1	ANALISI DEI CARICHI E DELLE AZIONI AGENTI.....	12
A8-5.1.a	Carichi PERMANENTI.....	12
A8-5.1.b	SOVRACCARICHI.....	12
A8-5.1.c	Azioni del VENTO.....	12
A8-5.1.d	Azioni della NEVE.....	13
A8-5.1.e	Azione SISMICA.....	13
A8-5.2	VERIFICA ARCARECCI IPE 160 – CARICHI VERTICALI SLU.....	15
A8-5.2.a	Carichi agenti.....	15
A8-5.2.b	Verifiche di resistenza alla flessione retta e di stabilità.....	15
A8-5.3	VERIFICA TRAVI RETICOLARI – CARICHI VERTICALI SLU.....	16
A8-5.3.a	Carichi agenti.....	16
A8-5.3.b	Verifiche di resistenza alla flessione retta e di stabilità.....	17
A8-5.4	VERIFICA ARCARECCI IPE 160 – AZIONE SISMICA SLV.....	17
A8-5.4.a	Carichi in Combinazione Eccezionale.....	17
A8-5.4.b	Verifiche di resistenza alla flessione e di stabilità.....	18
A8-5.5	VERIFICA TRAVI RETICOLARI – AZIONE SISMICA SLV.....	19
A8-5.5.a	Carichi in Combinazione Eccezionale.....	19

A8-5.5.b Verifiche di resistenza alla flessione e di stabilità	19
A8-6 INTERVENTI IN FASE DI PROGETTO	21
A8-6.1 PROGETTAZIONE DEGLI ELEMENTI DI CONTROVENTO	21
A8-7 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI	24
A8-7.1 ANALISI DEI CARICHI	24
A8-7.1.a Carichi PERMANENTI	24
A8-7.1.b SOVRACCARICHI.....	24
A8-7.1.c Azioni del VENTO	24
A8-7.1.d Azioni della NEVE.....	25
A8-7.1.e Azione SISMICA.....	25
A8-7.2 VERIFICA ARCARECCI IPE 160 – CARICHI VERTICALI SLU	27
A8-7.2.a Carichi agenti	27
A8-7.2.b Verifiche di resistenza alla flessione retta e di stabilità.....	27
A8-7.3 VERIFICA TRAVI RETICOLARI – CARICHI VERTICALI SLU	28
A8-7.3.a Carichi agenti	28
A8-7.3.b Verifiche di resistenza alla flessione retta e di stabilità.....	29
A8-7.4 VERIFICA ARCARECCI IPE 160 – AZIONE SISMICA SLV	30
A8-7.4.a Carichi in Combinazione Eccezionale.....	30
A8-7.4.b Verifiche di resistenza alla flessione e di stabilità	31
A8-7.5 VERIFICA TRAVI RETICOLARI – AZIONE SISMICA SLV	31
A8-7.5.a Carichi in Combinazione Eccezionale.....	31
A8-7.5.b Verifiche di resistenza alla flessione e di stabilità	32

A8-1 DESCRIZIONE ALLO STATO DI FATTO

A8-1.1 INQUADRAMENTO GENERALE

Le opere descritte nella presente relazione si collocano nel Comune di Prato (PO), in località San Paolo, precisamente in Via Arturo Toscanini, 6.

Da un punto di vista catastale il fabbricato oggetto d'intervento risulta censito all'interno del foglio 0044, particella 2275 del NCEU del Comune di Prato.

L'immobile oggetto dell'intervento **non** ricade all'interno di alcuna area sottoposta a vincolo di tutela del paesaggio (artt. 136 e 142 D.Lgs 42/2004) e **non** è neanche un bene architettonico tutelato ai sensi della parte II del D.Lgs 42/2004, né risulta soggetto a vincolo idrogeologico di cui al R.D. 3267/1923.

A8-1.2 CARATTERIZZAZIONE TERRITORIALE E SISMICA DEL FABBRICATO

Dal Piano Strutturale vigente (2004, aggiornato al 2018) per i territori corrispondenti al comune di Tavarnelle si riportano le seguenti classi di pericolosità per l'area in cui ricade il fabbricato:

- PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA: G.2 MEDIA
- PERICOLOSITÀ IDRAULICA: I.2 BASSA
- PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE: S.2 MEDIA

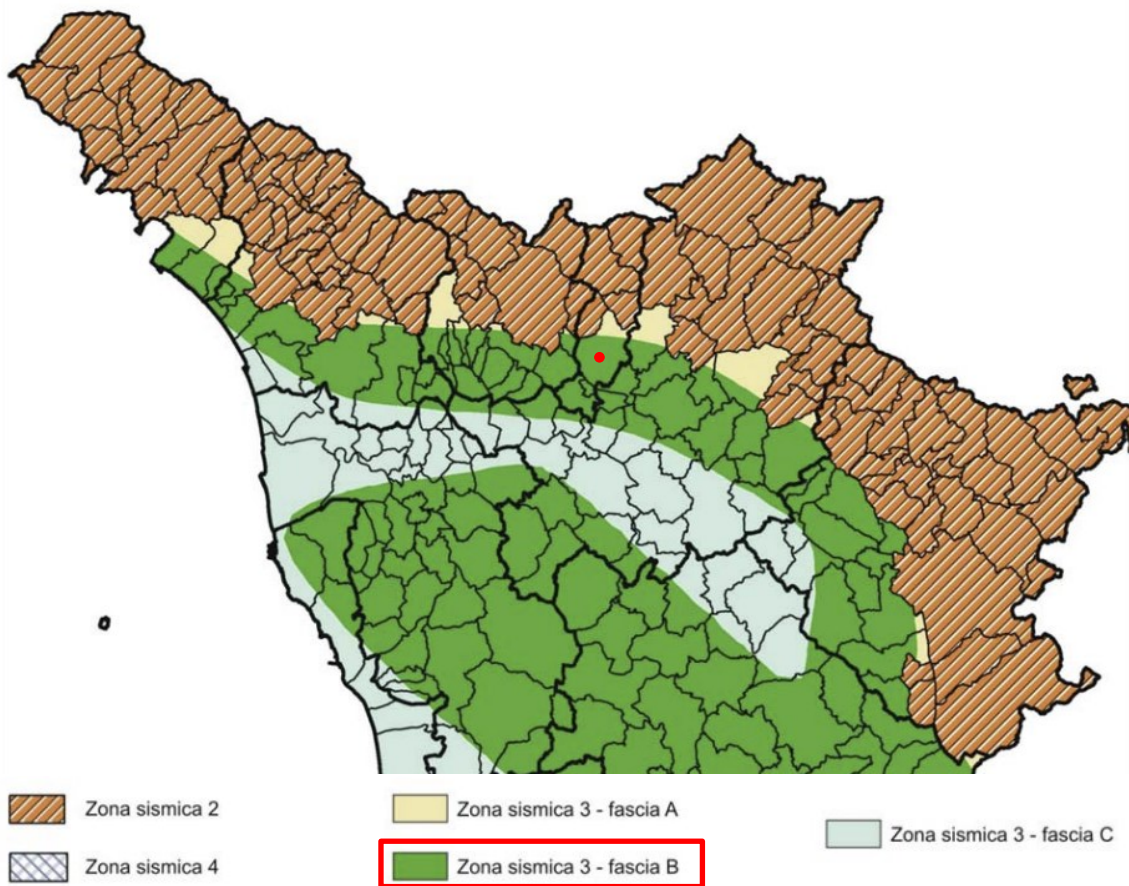
L'edificio è posizionato in una zona pianeggiante senza particolari caratteristiche e si presenta libero sui quattro lati, caratterizzato da una pianta quadrata ed un regolare sviluppo in alzato su due piani.

Le Carte M.O.P.S. regionali relative al comune di Prato mostrano, per l'area in esame, una litografia a prevalenza di "ghiaie pulite addensate con granulometria poco assortita, miscela di ghiaia e sabbia" per profondità fino a 60m e soprattutto non evidenziano problematiche di instabilità.

Per quanto concerne gli aspetti legati al rischio sismico dell'area su cui insiste il complesso in esame, si precede con la seguente caratterizzazione:

Datazione corpo di fabbrica:	~ 1990
Coordinate WGS84:	43° .8832, 11° .0731
Zona di Pericolosità Sismica:	3 – Fascia B
Categoria del suolo:	cat. C
Vita nominale:	50 anni
Classe d'Uso:	III (affollamenti significativi)

PARAMETRI SISMICI – SLV		
Accelerazione orizzontale max	Fattore di amplificazione orizzontale	Valore di riferimento per lo spettro
a_g / g	F_0	$T^*_c [s]$
0.1639	2.41	0.31



Classificazione sismica Regione Toscana con fasce

A8-2 CARATTERISTICHE E DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

Il fabbricato è caratterizzato da strutture portanti a telai con pilastri e travi in C.A. gettato in opera e solai in latero cemento; nel reticolo strutturale è presente anche un vano ascensore a setti in C.A. gettati in opera.

La copertura principale è piana sempre in latero-cemento, con un grosso foro centrale, corrispondente all'ampio doppio volume sottostante, coperto da una struttura metallica composta da travi reticolari, arcarecci e pannellatura leggera coibentata; lungo il perimetro di tale copertura, che risulta rialzata, sono elevati dei muretti in blocchi di conglomerato leggero che ospitano delle finestre laterali.



Vista della copertura rialzata del locale mensa dal basso



Vista della copertura rialzata dall'alto

A8-3 INTERVENTI E STATO DI PROGETTO

A8-3.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il seguente paragrafo ha l'obiettivo di richiamare i riferimenti normativi vigenti all'epoca della costruzione del fabbrico e quelli attualmente in vigore.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO ALL'EPOCA DELLA REALIZZAZIONE DEI FABBRICATI

Data l'epoca di costruzione e le tipologie strutturali e in riferimento a quanto riportato sulla documentazione del progetto strutturale del fabbricato e delle coperture metalliche, si considerano le seguenti normative:

- **LEGGE 05/11/1971 n. 1086**
"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **D.M. LL. PP. 30/05/1972**
"Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **LEGGE 02/02/1974 n. 64**
"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- **D.M. LL.PP. 03/10/1978**
"Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"
- **D.M. LL. PP. 24/01/1986**
"Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche"

NORMATIVA VIGENTE

Le fasi di analisi e verifica delle strutture interessate dagli interventi sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)
"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".
- **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** (G.U. 11/02/2019 n. 35 - Suppl. Ord. n.5)
"Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- **CNR-DT 207 R1/2018** (06/02/2019)
"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"
- **EN 1993-1-1 : 2022**
"Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"

Si citano inoltre gli "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti" emessi dal Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico della Regione Toscana nel 2010.

A8-3.2 VALUTAZIONE PRELIMINARE DEI POSSIBILI INTERVENTI

La copertura metallica descritta in seguito, oltre ad essere stata dimensionata e verificata secondo norme non più attuali (soprattutto in termini di carichi agenti), si presenta sprovvista di controventi di falda e verticali, probabilmente necessari per garantire una idonea rigidità strutturale ed un corretto comportamento sotto azioni orizzontali eccezionali (sisma) e/o azioni verticali causanti instabilità dei singoli elementi.

Si suppone quindi già in fase preliminare di intervenire sulle strutture metalliche della copertura centrale del fabbricato, mediante opere classificabili ai sensi del §8.4 delle Norme Tecniche 2018 come **INTERVENTI DI RIPARAZIONE O LOCALI**, e in particolare:

- Installazione di elementi di controvento longitudinale di falda tra le reticolari
- Installazione di elementi di controvento longitudinale verticale tra le reticolari

A8-4 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

A8-4.1 ANALISI STORICO-CRITICA

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

Viene di seguito indicata la documentazione reperita e vengono esplicitate le informazioni desunte da ciascuno dei documenti esaminati:

- Progetto strutturale (deposito GC n. 26190 del 16/05/1989)
- Integrazione progetto strutturale (deposito GC del 03/01/1990)
- Certificato di collaudo statico (deposito GC del 19/04/1991)

Il fabbricato, progettato e costruito a cavallo degli anni '80 e '90, è caratterizzato da strutture portanti a telai con pilastri e travi in C.A. gettato in opera e solai in latero cemento; nel reticolo strutturale è presente anche un vano ascensore a setti in C.A. e due vani scale a setti laterali gettati in opera.

La copertura principale è piana sempre in latero-cemento, con un grosso foro centrale, corrispondente all'ampio doppio volume sottostante, sul quale insiste la copertura oggetto degli interventi.

Tale copertura è costituita da una struttura metallica composta da travi reticolari tipo Mohnié a falde leggermente inclinate, arcarecci e pannellatura leggera coibentata; lungo il perimetro di tale copertura, che risulta rialzata, sono elevati dei muretti in blocchi di conglomerato di aggregati leggeri che ospitano delle finestre laterali.

La copertura oggetto di intervento non presenta alcun sistema di controventamento di falda né laterale tra le reticolari.

Non risultano eseguiti interventi strutturali a carico di tale copertura dopo la costruzione.

L'acciaio indicato per le suddette strutture è di classe Fe360B (S235) e risulta in genere essere stato verificato per una tensione ammissibile pari a 160 N/mm², come da prospetto 4-Ib della norma tecnica CNR-UNI 10011 del 1988.

A8-4.2 RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito solo alla geometria degli elementi costruttivi pertinenti, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Sono stati rilevati anche gli eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

L'appoggio delle reticolari avviene in corrispondenza dei sottostanti pilastri e setti.

Le 4 travi reticolari, composte da aste saldate a piastre, hanno una luce complessiva pari a 16.70 m e sono poste ad interassi di circa 6.55 m e 3.30m tra di loro. L'altezza della trave agli estremi è di circa 1.20 m e in mezzera di circa 1.50 m.

Le aste sono composte da profili accoppiati angolari a lati uguali come segue:

- Corrente Superiore: 2 L 70mm (t=7mm)
- Corrente inferiore, montanti e diagonali: 2 L 60mm (t=6mm)

Gli arcarecci risultano costituiti da profili del tipo IPE 160.

L'interasse tra arcarecci, corrispondenti ai nodi delle travi reticolari, è di circa 1.39 m, con doppio arcareccio centrale per simmetria. Le lunghezze di calcolo sono 6.50 e 3.30 m.

A8-4.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Le travi reticolari, gli arcarecci e le piastre esistenti sono in acciaio Fe360B.

A8-4.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§C8.5.1 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§C8.5.2 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sulle PROPRIETÀ DEI MATERIALI (§C8.5.3 - Circolare 2019 NTC 2018);

con riferimento alla Tabella C8.5.IV (Circolare 2019 NTC 2018) sono stati acquisiti il LIVELLO DI CONOSCENZA (LC) ed il FATTORE DI CONFIDENZA (FC) seguenti:

<u>LIVELLO DI CONOSCENZA</u>	<u>FATTORE DI CONFIDENZA</u>
LC 1	1.35

A8-4.5 AZIONI

Con riferimento a quanto espresso nel § 8.5 delle NTC si precisa che, nel caso di combinazioni di carico che includano l'azione sismica, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sopportabili dalla struttura si considerano i carichi permanenti effettivamente riscontrati e quelli variabili previsti dalle NTC.

L'azione sismica è definita, per i diversi stati limite, al § 3.2 delle NTC, tenuto conto del periodo di riferimento definito al § 2.4 delle NTC (v. anche § C8.3).

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, valgono i criteri di cui al § 2.5.3 delle NTC. Le diverse componenti dell'azione sismica sono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 delle NTC.

Considerando che per strutture in C.A. o acciaio il fattore di comportamento "q" può essere scelto nel campo fra 1.5 e 3.0, sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali (quando soggetti alle azioni non sismiche), data la natura delle strutture indagate, si adotta la seguente ipotesi:

FATTORE DI COMPORTAMENTO **q = 1.50**

A8-5 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE STRUTTURE ESISTENTI

Di seguito si esegue la valutazione della sicurezza delle strutture esistenti oggetto di intervento secondo quanto previsto dalle NTC 2018 e relativa Circolare.

A8-5.1 ANALISI DEI CARICHI E DELLE AZIONI AGENTI

A8-5.1.a Carichi PERMANENTI

Si considerano i seguenti carichi verticali per unità di superficie:

Peso proprio della copertura in pannelli coibentati	$g_1 =$	0.15	kN/m²
Peso proprio della copertura a padiglione vetrato	$g_2 =$	0.25	kN/m²

Si considerano i seguenti carichi verticali per unità di lunghezza:

Peso proprio arcarecci IPE 160	$g_3 =$	0.158	kN/m
--------------------------------	---------------------------	--------------	-------------

Si considerano i seguenti carichi verticali complessivi:

Peso proprio singola trave reticolare (sv. Lineare ~ 75m)	$G_1 =$	4.55	kN
---	---------------------------	-------------	-----------

A8-5.1.b SOVRACCARICHI

Sulla copertura metallica si considera il seguente sovraccarico verticale per unità di superficie:

Cat. H – Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	$q_k =$	0.50	kN/m²
--	---------------------------	-------------	-------------------------

A8-5.1.c Azioni del VENTO

$v_b = v_{b,0} = 27$ m/s in Toscana per $a_s = 50$ m slm ≤ 500 m slm

$v_r = v_b = 27$ m/s per un tempo di ritorno $T_R = 50$ anni

$q_r = 0.5 \cdot \rho \cdot v_r^2 = 456$ N/m²

$C_{Top} = 1$

Zona 3 + Classe di rugosità B → Categoria di esposizione IV

⇒ $K_r = 0.22$; $z_0 = 0.30$ m; $z_{min} = 8.00$ m

$C_{e,max}(z = 8.50\text{m}) = 1.67$

$C_d = 1$

Per coperture piane o sub-orizzontali ($\alpha \leq 5^\circ$):

$C_{pe} = +/- 0.20$; $C_{pi} = +0.20 / -0.30$

Azioni verticali da VENTO	$p =$	+ 0.31 / - 0.38	kN/m²
---------------------------	-------------------------	------------------------	-------------------------

A8-5.1.d Azioni della NEVE

$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$ per $a_s = 50 \text{ m slm} \leq 200 \text{ m slm}$

$\mu_i = 0.80$ per coperture sub-orizzontali

$C_{Esp} = 1.0$

Carico NEVE

$q_k = 0.80 \text{ kN/m}^2$

A8-5.1.e Azione SISMICA

Sulla base del § C7.3.3.2, in caso di analisi lineare statica, è possibile stimare approssimativamente il periodo fondamentale di vibrazione del fabbricato secondo la relazione seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.085 \cdot 9.00^{\frac{3}{4}} = 0.44 \text{ sec}$$

Dove $C_1 = 0.085$ per elementi a telaio in acciaio

Per costruire lo spettro elastico di risposta sismica in pseudo-accelerazione si utilizzano i seguenti dati:

Coordinate: Lat 43.883008; Lng 11.076419

Classe d'Uso edificio: III – (costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)

Vita nominale: 50 anni

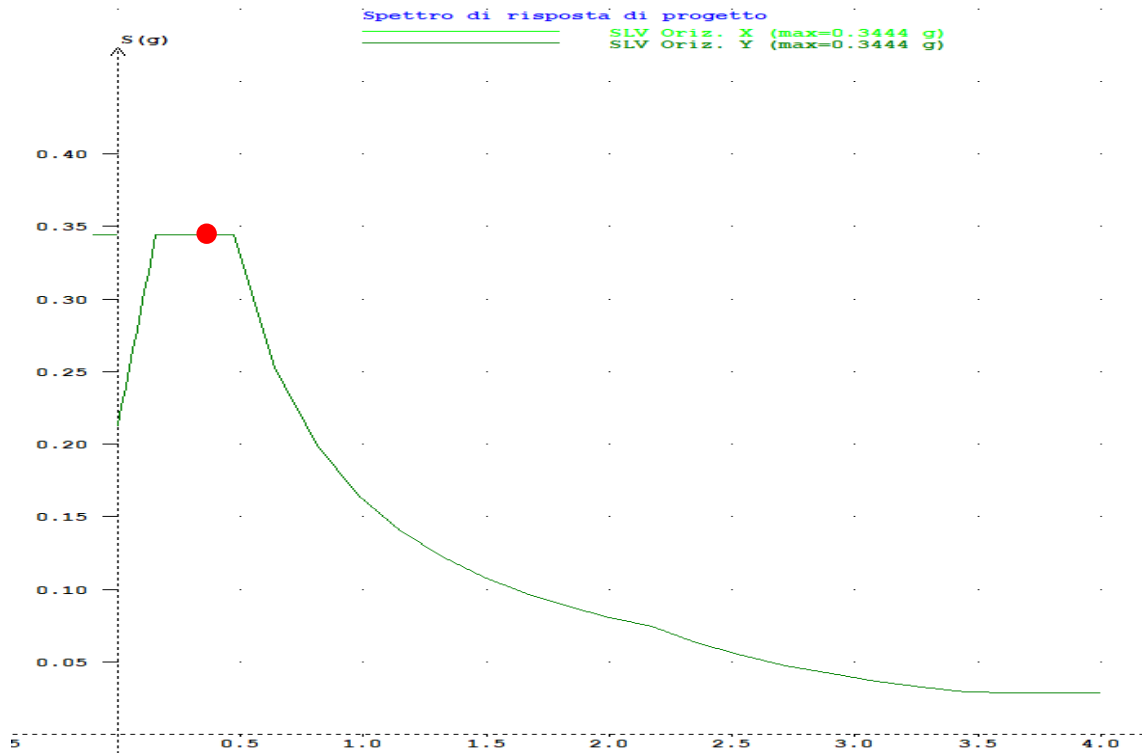
Stato Limite	T_R	a_g	F_o	T^*_c
Salvaguardia della Vita – SLV	712 anni	0.164 g	2.406	0.305 sec

La categoria del sottosuolo, come verificabile dai precedenti studi geotecnici e strutturali, è assumibile pari a C, cui corrispondono dunque i seguenti parametri:

$S_s = 1.463$

$C_C = 1.554$

Il coefficiente topografico $S_T = 1.00$



Lo spettro elastico così costruito ci consente di stabilire il valore di Pseudo-accellerazione corrispondente a T_1 :

$$S_d(T_1) = 0.385g$$

Sulla base di tale parametro è possibile determinare l'entità delle forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica di progetto, dato che il periodo fondamentale rientra nei parametri di cui al §7.3.3.2 delle NTC e che l'edificio si presenta regolare in altezza. Dunque:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda/g = 5293.75kN$$

Dove si considera per semplicità di discretizzare le masse e i carichi in gioco in corrispondenza dei seguenti impalcati:

P1: $z_1 = 3.50$ m $W_1 = 7\,950$ kN (solaio interpiano)

P2: $z_2 = 7.00$ m $W_2 = 5\,500$ kN (solaio di copertura principale)

P3: $z_3 = 8.00$ m $W_3 = 300$ kN (impalcato di copertura metallica)

Possiamo quindi calcolare la forza statica applicata all'impalcato di copertura metallica come segue:

$$F_3 = F_h \cdot z_3 \cdot \frac{W_3}{\sum_j z_j \cdot W_j} = 184.88kN$$

Infine si determina l'azione sismica combinando le componenti nelle due direzioni principali secondo l'espressione di cui al punto §7.3.5. delle NTC 2018:

Azione orizzontale da evento SISMICO – SLV

F = 240.34 kN

A8-5.2 VERIFICA ARCARECCI IPE 160 – CARICHI VERTICALI SLU

A8-5.2.a Carichi agenti

Assunte le azioni agenti determinate in precedenza, si individuano i seguenti profili di carico per i vari arcarecci:

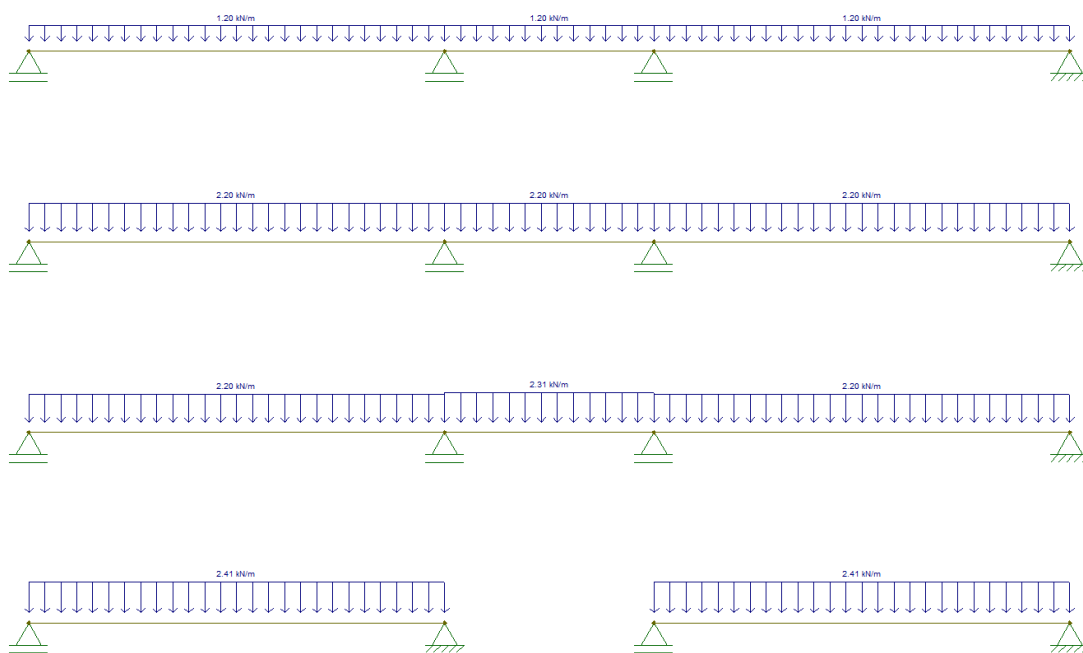
Arc. di bordo (int. = 0.70m): $q_1 = 1.3 \cdot 0.158 + 1.5 \cdot (0.15 + 0.80) \cdot 0.70 = 1.20 \text{ kN/m}$

Arc. intermedio (int. = 1.40m): $q_2 = 1.3 \cdot 0.158 + 1.5 \cdot (0.15 + 0.80) \cdot 1.40 = 2.20 \text{ kN/m}$

Arc. portainfisso: $q_{2b} = 1.3 \cdot 0.158 + 1.5 \cdot [(0.15 + 0.25) \cdot 0.70 + 0.80 \cdot 1.40] = 2.31 \text{ kN/m}$

Arcareccio doppio centrale: $q_3 = 2 \cdot 1.3 \cdot 0.158 + 1.5 \cdot (0.15 + 0.80) \cdot 1.40 = 2.41 \text{ kN/m}$

Gli arcarecci vengono dunque analizzati secondo i seguenti schemi statici:



A8-5.2.b Verifiche di resistenza alla flessione retta e di stabilità

Data la scarsa pendenza della copertura si considerano i profili come non inclinati trasversalmente e dunque la flessione è retta.

IPE 160 singolo (trave su più appoggi)

Momento flettente massimo: $M_{max} = 8.31 \text{ kNm}$

Inflessione massima: $f_{max} = 18.6 \text{ mm}$

Momento resistente IPE160: $M_{maxIPE} = W_{pl} \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M0}} = 20.54 \text{ kNm}$

Inflessione ammissibile (L=6.55m): $f_{maxIPE} = \frac{L}{200} = 32.8 \text{ mm}$

I profili IPE 160 risultano verificati ed in particolare il momento massimo risulta pari al **40%** di quello resistente e l'inflessione massima pari al **57%** di quella ammissibile.

IPE 160 doppio centrale (trave su più appoggi)

Momento flettente massimo: $M_{max} = 12.92 \text{ kNm}$

Inflessione massima: $f_{max} = 16.5 \text{ mm}$

Momento resistente IPE160x2: $M_{maxIPE} = 2 \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M0}} = 41.08 \text{ kNm}$

Inflessione ammissibile (L=6.55m): $f_{maxIPE} = \frac{L}{200} = 32.8 \text{ mm}$

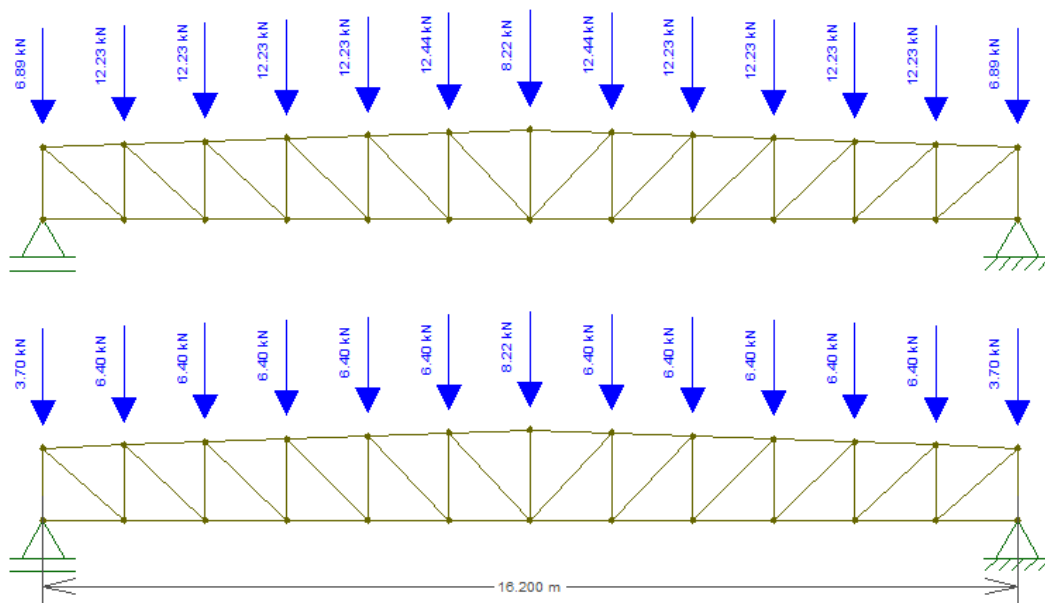
I profili IPE 160 risultano verificati ed in particolare il momento massimo risulta pari al **31%** di quello resistente e l'inflessione massima pari al **50%** di quella ammissibile.

A8-5.3 VERIFICA TRAVI RETICOLARI – CARICHI VERTICALI SLU

A8-5.3.a Carichi agenti

Assunte le azioni agenti determinate in precedenza, si individuano i carichi puntuali assegnati ai nodi superiori delle travi reticolari, derivanti principalmente dalle reazioni vincolari degli arcarecci, cui si aggiunge il peso proprio delle travature, discretizzato per praticità, corrispondente ad uno sviluppo lineare totale pari a 75 m, per un peso complessivo di circa 455 kg (ovvero ~ 35 kg/nodo su 13 nodi).

A tali carichi si aggiunge il carico derivante dai circa 75m di tubazioni aeruliche appese alla copertura metallica, con diametri da 50cm a scendere (si considera di distribuire il carico solo sulle due capriate centrali e su 10 nodi inferiori ciascuna).



CARICHI NODALI SUPERIORI SLU – CAPRIATA 1 (laterale)

Carico di bordo: $Q_1 = 3.24 + 1.3 \cdot 0.35 = 3.70 \text{ kN}$

Carico intermedio: $Q_2 = 5.94 + 1.3 \cdot 0.35 = 6.40 \text{ kN}$

Carico centrale: $Q_3 = 7.76 + 1.3 \cdot 0.35 = 8.22 \text{ kN}$

CARICHI NODALI SUPERIORI SLU – CAPRIATA 2 (centrale)

Carico di bordo: $Q_1 = 6.43 + 1.3 \cdot 0.35 = 6.89 \text{ kN}$

Carico intermedio: $Q_2 = 11.77 + 1.3 \cdot 0.35 = 12.23 \text{ kN}$

Carico centrale: $Q_{2b} = 11.98 + 1.3 \cdot 0.35 = 12.44 \text{ kN}$

Carico centrale: $Q_3 = 7.76 + 1.3 \cdot 0.35 = 8.22 \text{ kN}$

CARICHI NODALI INFERIORI SLU – CAPRIATA 2 (per sostegno impianto meccanico)

Carico per tubazioni: $Q_{tub} = (78.5 \cdot 0.5 \cdot \pi \cdot 0.001 \cdot 75) / (10 \cdot 2) = 0.60 \text{ kN}$

A8-5.3.b Verifiche di resistenza alla flessione retta e di stabilità

I carichi sono stati applicati tutti sui nodi, compresa la ripartizione del peso proprio.

Si trascurano i valori di Taglio e Flessione parassiti.

Dato che le reticolari sono identiche tra di loro le verifiche vengono eseguite su quella che risulta maggiormente sollecitata.

CAPRIATA 2

- **Profili 2x L60-6 mm**

Trazione massima: $N^+_{max} = 198.72 \text{ kN}$ **86.4%**

Compressione massima: $N^-_{max} = 97.40 \text{ kN}$ **58.5%**

Sforzo Normale resistente: $N_{Rd} = A \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M0}} = 229.12 \text{ kN}$

Sforzo Normale di Instabilizzazione: $N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M1}} = 166.35 \text{ kN}$

Con $\chi = 0.726$

- **Profili 2x L70-7 mm**

Compressione massima: $N^-_{max} = 198.89 \text{ kN}$ **80.4%**

Sforzo Normale resistente: $N_{Rd} = A \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M0}} = 311.68 \text{ kN}$

Sforzo Normale di Instabilizzazione: $N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M1}} = 247.286 \text{ kN}$

Con $\chi = 0.793$

- **Intera reticolare**

Inflessione massima: $f_{max} = 27.5 \text{ mm}$ **42.4%**

Inflessione ammissibile (L=16.20m): $f_{maxIPE} = \frac{L}{250} = 64.8 \text{ mm}$

I profili della trave reticolare e quest'ultima risultano verificati.

A8-5.4 VERIFICA ARCARECCI IPE 160 – AZIONE SISMICA SLV

A8-5.4.a Carichi in Combinazione Eccezionale

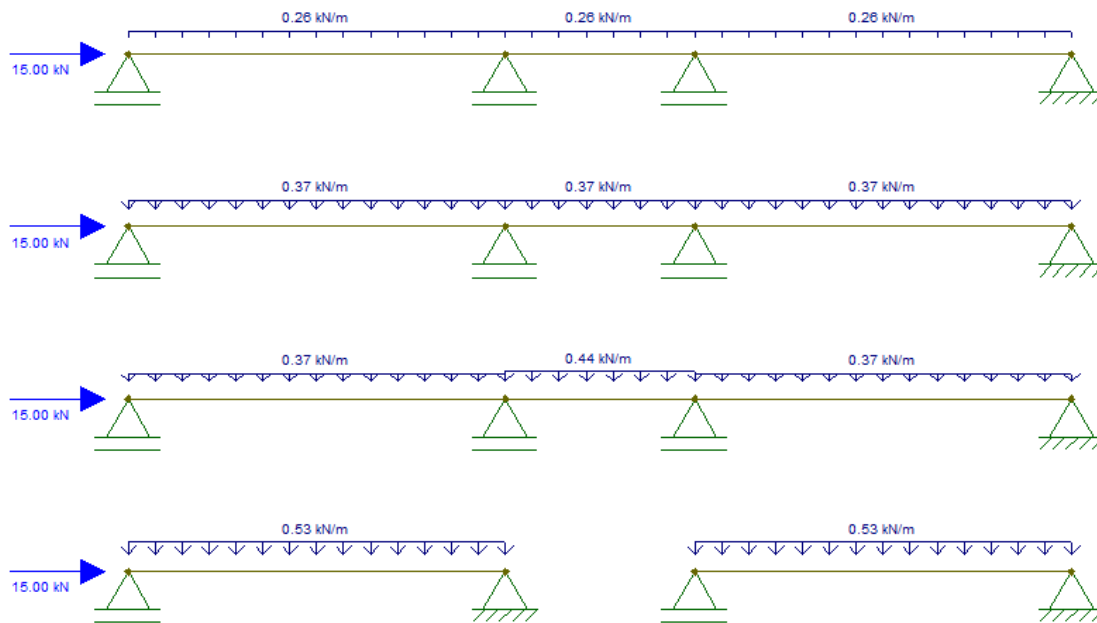
Arc. di bordo (int. = 0.70m): $q_1 = 0.158 + (0.15) \cdot 0.70 = 0.26 \text{ kN/m}$

Arc. intermedio (int. = 1.40m): $q_2 = 0.158 + (0.15) \cdot 1.40 = 0.37 \text{ kN/m}$

Arc. portainfisso: $q_{2b} = 0.158 + [(0.15 + 0.25) \cdot 0.70] = 0.44 \text{ kN/m}$

Arcareccio doppio centrale: $q_3 = 2 \cdot 0.158 + (0.15) \cdot 1.40 = 0.53 \text{ kN/m}$

L'azione sismica orizzontale di progetto dovrebbe essere suddivisa equamente sugli arcarecci e dunque si assume che ciascun arcareccio subisca un'azione orizzontale contemporanea ai carichi verticali pari a circa 15 kN



A8-5.4.b Verifiche di resistenza alla flessione e di stabilità

Data la scarsa pendenza della copertura si considerano i profili come non inclinati trasversalmente.

IPE 160 singolo (trave su più appoggi)

$N_{max} = - 15.00 \text{ kN}$

$M_{max} = 1.40 \text{ kNm}$

Freccia max = omissis

Si verifica l'asta a pressoflessione retta secondo quanto stabilito dal §4.2.4.1.2.7:

$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = N_{Ed} / (A \cdot f_{yk}/Y_{m0}) = 15 / 449.6 = 0.033$

$\alpha = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = 0.396$

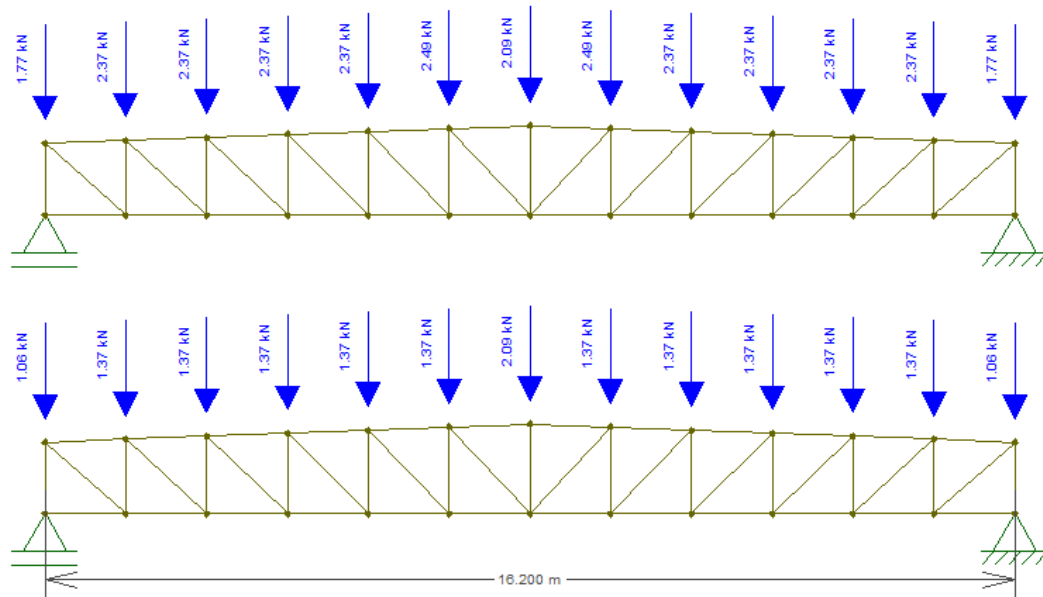
$M_{N,y,R,d} = M_{pl,y,R,d} \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot \alpha) \rightarrow M_{N,y,R,d} = 27.73 \text{ kN} > M_{max} \quad \mathbf{5.0\%}$

Allora verifichiamo gli arcarecci per instabilità da compressione su una luce di calcolo pari a 655 cm:

$N_{stab \ max} = X \cdot A \cdot f_{yk}/Y_{m1} = \dots = 28.81 \text{ kN} > N_{max} \quad \mathbf{52.0\%}$

I profili risultano verificati

A8-5.5 VERIFICA TRAVI RETICOLARI – AZIONE SISMICA SLV



A8-5.5.a Carichi in Combinazione Eccezionale

CARICHI NODALI SUPERIORI SLV – CAPRIATA 1 (laterale)

Q1 di bordo: = $0.71 + 0.35 = 1.06$ kN

Q2 intermedio: = $1.02 + 0.35 = 1.37$ kN

Q3 centrale: = $1.74 + 0.35 = 2.09$ kN

CARICHI NODALI SUPERIORI SLV – CAPRIATA 2 (centrale)

Q1 di bordo: = $1.42 + 0.35 = 1.77$ kN

Q2 intermedio: = $2.02 + 0.35 = 2.37$ kN

Q2b portainf: = $2.14 + 0.35 = 2.49$ kN

Q3 centrale: = $1.74 + 0.35 = 2.19$ kN

CARICHI NODALI INFERIORI SLV – CAPRIATA 2 (per sostegno impianto meccanico)

Qtub su 10 nodi: = 0.16 kN

A8-5.5.b Verifiche di resistenza alla flessione e di stabilità

I carichi sono stati applicati tutti sui nodi, compresa la ripartizione del peso proprio.

Si trascurano i valori di Taglio e Flessione parassiti.

Dato che le reticolari sono identiche tra di loro le verifiche vengono eseguite su quella che risulta maggiormente sollecitata.

CAPRIATA 2

- Profili 2x L60-6 mm

$$N_{\max} \text{ trazione} = + 40.67 \text{ kN} \quad \mathbf{17.8\%}$$

$$N_{\max} \text{ compressione} = - 15.51 \text{ kN} \quad \mathbf{9.3\%}$$

$$N_{\text{res max}} = A * f_{yk} / Y_{m0} = 10^{-3} * 2 * 691 * 235 / 1.05 = 229.12 \text{ kN}$$

$$N_{\text{stab max}} = X * A * f_{yk} / Y_{m1} = \dots = 166.35 \text{ kN}$$

- **Profili 2x L70-7 mm**

$$N_{\max} \text{ compressione} = - 40.64 \text{ kN} \quad \mathbf{13\%}$$

$$N_{\text{res max}} = A * f_{yk} / Y_{m0} = 10^{-3} * 2 * 940 * 235 / 1.05 = 311.68 \text{ kN}$$

$$N_{\text{stab max}} = X * A * f_{yk} / Y_{m1} = \dots = 247.29 \text{ kN}$$

- **Intera reticolare**

$$\text{Freccia max} = 5.5 \text{ mm} \quad \mathbf{8.6\%}$$

$$\text{Freccia amm} = L/200 = 81 \text{ mm}; \quad L/250 = 64.8 \text{ mm}$$

A8-6 INTERVENTI IN FASE DI PROGETTO

Si osserva dunque un corretto dimensionamento delle principali membrature costituenti la copertura metallica ed un sufficiente livello teorico di sicurezza nei confronti dei carichi verticali in condizioni SLU.

Nei confronti delle azioni in combinazione eccezionale per eventi sismici corrispondenti ad SLV, invece, pur rimanendo un certo margine di sicurezza, l'esiguità dello stesso e l'incertezza sull'effettivo comportamento delle reticolari in termini di corretta redistribuzione delle sollecitazioni tra membrature e di idoneo comportamento rigido della copertura stessa, fanno sì che si manifesti la necessità di porvi rimedio.

Dunque, si prevede di installare degli elementi di controventamento orizzontale e verticale di connessione tra le travi reticolari.

A8-6.1 PROGETTAZIONE DEGLI ELEMENTI DI CONTROVENTO

È prevista la realizzazione di strutture di controvento costituite da tondi $\phi 12$ in acciaio S355, forcelle e piastre in acciaio connesse mediante collegamenti bullonati agli elementi strutturali di copertura esistenti.

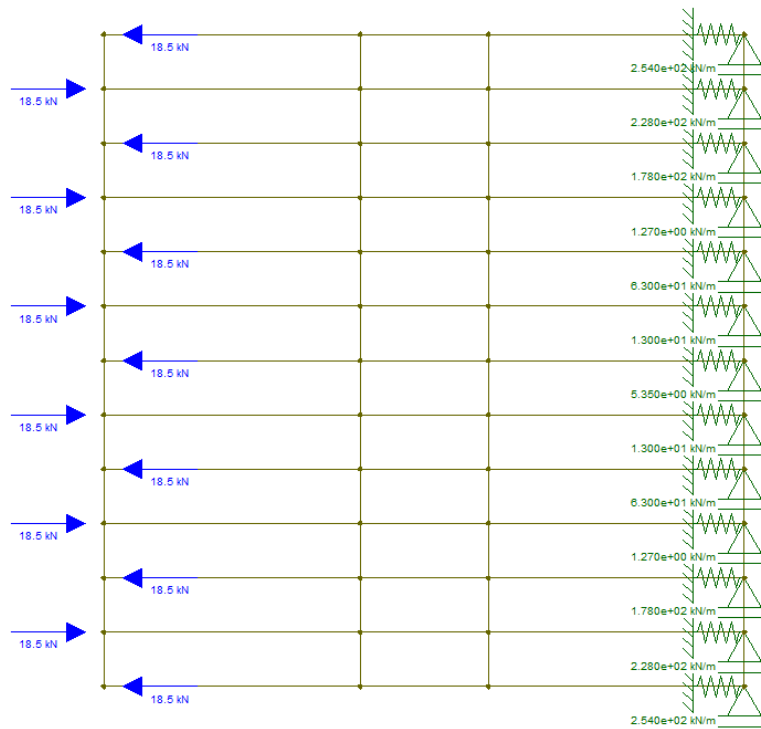
Questi interventi sono classificabili ai sensi del §8.4 delle Norme Tecniche 2018 come INTERVENTI DI RIPARAZIONE O LOCALI ed in particolare comprendono:

- Installazione di elementi di controvento longitudinale di falda tra le reticolari
- Installazione di elementi di controvento longitudinale verticale tra le reticolari

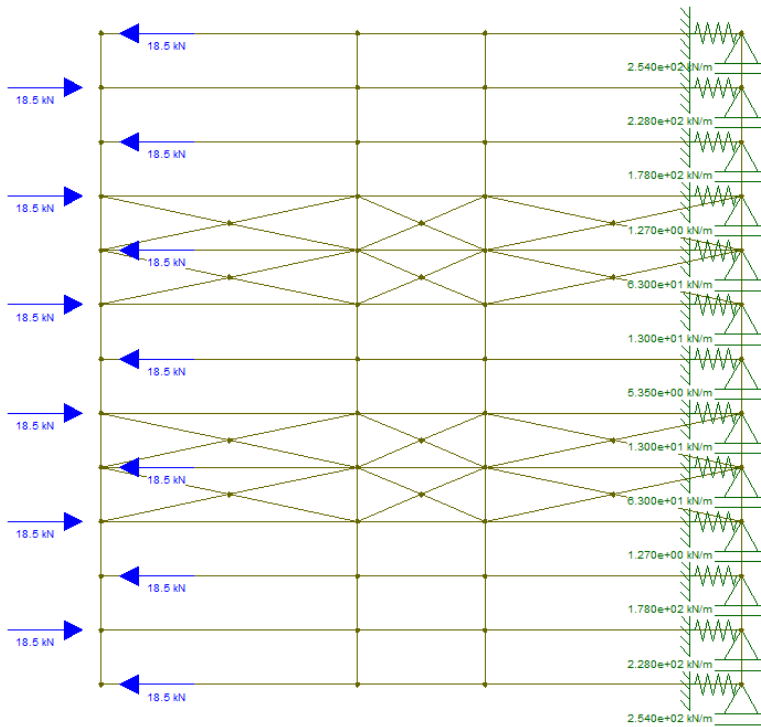
Tali controventi hanno la funzione di stabilizzare il sistema di travi di copertura riducendo il rischio di ribaltamento fuori piano delle travi reticolari e conferendo all'impalcato di copertura maggior robustezza. Infatti, le strutture di controvento forniscono ulteriori condizioni di vincolo capaci di ridurre il rischio di spostamenti e ribaltamenti fuori piano capaci di far collassare la copertura.

Sono stati valutati gli effetti dell'inserimento delle strutture di controvento. Si riporta di seguito la comparazione degli schemi statici utilizzati per ricavare le sollecitazioni nelle membrature di copertura allo stato di progetto, con e senza l'inserimento dei controventi. La combinazione delle azioni presa in considerazione è quella eccezionale SLV.

Ciò che emerge dall'analisi è che la distribuzione delle azioni rimane sostanzialmente inalterata e, come volevasi dimostrare, i controventi nel piano d'impalcato come del resto quelli nel piano delle travi reticolari, rappresentano esclusivamente un vincolo al ribaltamento delle stesse e alla loro traslazione relativa.

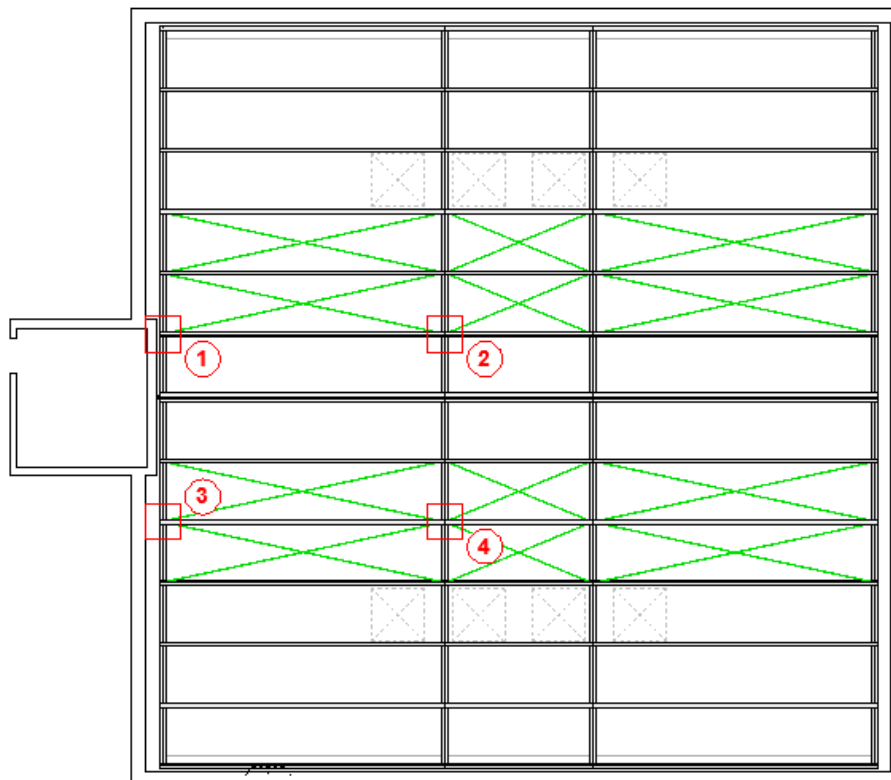


Schema statico degli elementi d'impalcato di copertura

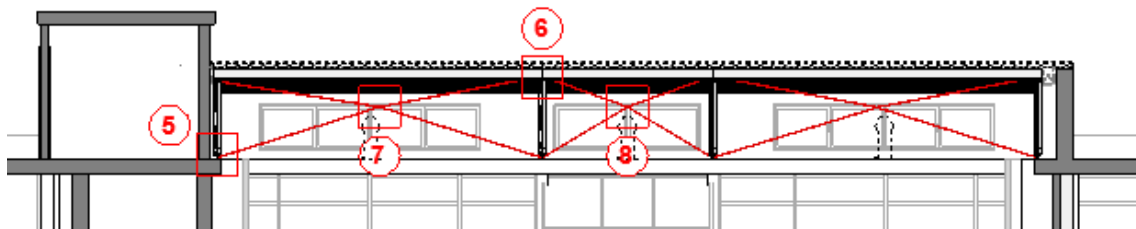


Schema statico degli elementi d'impalcato di copertura

Si riporta di seguito lo schema delle strutture di controvento, mostrando la loro collocazione. Si rimanda agli elaborati grafici di progetto per ulteriori dettagli.



Pianta della copertura – individuazione delle strutture di controvento



Sezione – individuazione delle strutture di controvento

Si prevede di installare controventi di resistenza almeno pari allo sforzo di instabilizzazione degli arcarecci, ovvero si assume:

$$N_{Ed} = 28.81 \text{ kN}$$

$$A_{min} = N_{Ed} * Y_{M0} / f_{yk} = 110 \text{ mm}^2 \text{ avendo ipotizzato di utilizzare acciai S355}$$

Ne deriva un diametro minimo di 12 mm. Date le luci in gioco si prevede di installare dei tondi $\varnothing 12\text{mm}$.

I controventi saranno costituiti da barre $\varnothing 12\text{mm}$ in acciaio S355 collegate alle strutture esistenti mediante forcelle di connessione e piastre, come indicato negli specifici elaborati di progetto.

Di seguito si procede con la verifica delle strutture per lo stato di progetto.

A8-7 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI

Di seguito si esegue la valutazione della sicurezza delle strutture esistenti oggetto di intervento secondo quanto previsto dalle NTC 2018 e relativa Circolare.

A8-7.1 ANALISI DEI CARICHI

A8-7.1.a Carichi PERMANENTI

Si considerano i seguenti carichi verticali per unità di superficie:

Peso proprio della copertura in pannelli coibentati	$g_1 =$	0.15	kN/m²
Peso proprio della copertura a padiglione vetrato	$g_2 =$	0.25	kN/m²
Peso proprio pannelli coibentazione all'estradosso con guaina	$g_2 =$	0.10	kN/m²
Peso proprio controsoffitto compresa sottostruttura	$g_2 =$	0.15	kN/m²

Si considerano i seguenti carichi verticali per unità di lunghezza:

Peso proprio arcarecci IPE 160	$g_3 =$	0.158	kN/m
--------------------------------	---------------------------	--------------	-------------

Si considerano i seguenti carichi verticali complessivi:

Peso proprio singola trave reticolare (sv. Lineare ~ 75m)	$G_1 =$	4.55	kN
---	---------------------------	-------------	-----------

A8-7.1.b SOVRACCARICHI

Sulla copertura metallica si considera il seguente sovraccarico verticale per unità di superficie:

Cat. H – Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	$q_k =$	0.50	kN/m²
--	---------------------------	-------------	-------------------------

A8-7.1.c Azioni del VENTO

$v_b = v_{b,0} = 27$ m/s in Toscana per $a_s = 50$ m slm ≤ 500 m slm

$v_r = v_b = 27$ m/s per un tempo di ritorno $T_R = 50$ anni

$q_r = 0.5 \cdot \rho \cdot v_r^2 = 456$ N/m²

$C_{Top} = 1$

Zona 3 + Classe di rugosità B → Categoria di esposizione IV

⇒ $K_r = 0.22$; $z_0 = 0.30$ m; $z_{min} = 8.00$ m

$C_{e,max}(z = 8.50\text{m}) = 1.67$

$C_d = 1$

Per coperture piane o sub-orizzontali ($\alpha \leq 5^\circ$):

$C_{pe} = +/- 0.20$; $C_{pi} = +0.20 / -0.30$

Azioni verticali da VENTO

p = + 0.31 / - 0.38 kN/m²

A8-7.1.d Azioni della NEVE

$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$ per $\alpha_s = 50 \text{ m slm} \leq 200 \text{ m slm}$

$\mu_i = 0.80$ per coperture sub-orizzontali

$C_{Esp} = 1.0$

Carico NEVE

q_k = 0.80 kN/m²

A8-7.1.e Azione SISMICA

Sulla base del § C7.3.3.2, in caso di analisi lineare statica, è possibile stimare approssimativamente il periodo fondamentale di vibrazione del fabbricato secondo la relazione seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.085 \cdot 9.00^{\frac{3}{4}} = 0.44 \text{ sec}$$

Dove $C_1 = 0.085$ per elementi a telaio in acciaio

Per costruire lo spettro elastico di risposta sismica in pseudo-accelerazione si utilizzano i seguenti dati:

Coordinate: Lat 43.883008; Lng 11.076419

Classe d'Uso edificio: III – (costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)

Vita nominale: 50 anni

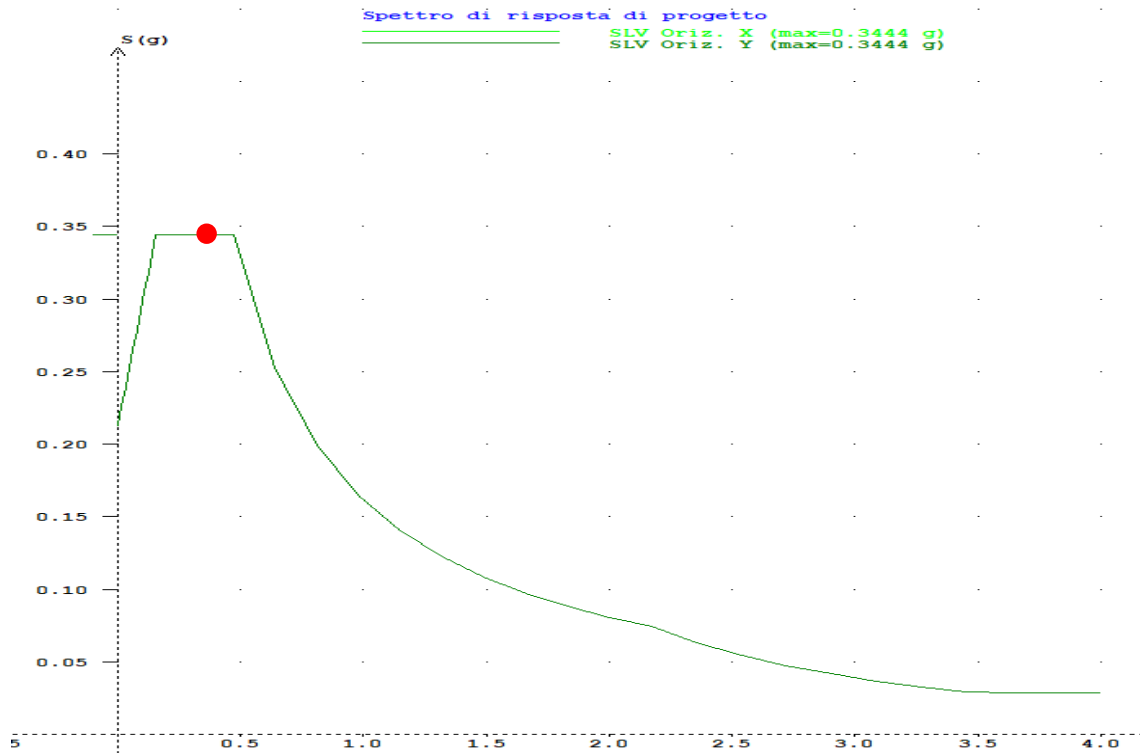
Stato Limite	T _R	a _g	F _o	T* _c
Salvaguardia della Vita – SLV	712 anni	0.164 g	2.406	0.305 sec

La categoria del sottosuolo, come verificabile dai precedenti studi geotecnici e strutturali, è assumibile pari a C, cui corrispondono dunque i seguenti parametri:

$S_s = 1.463$

$C_c = 1.554$

Il coefficiente topografico $S_T = 1.00$



Lo spettro elastico così costruito ci consente di stabilire il valore di Pseudo-accelerazione corrispondente a T_1 :

$$S_d(T_1) = 0.385g$$

Sulla base di tale parametro è possibile determinare l'entità delle forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica di progetto, dato che il periodo fondamentale rientra nei parametri di cui al §7.3.3.2 delle NTC e che l'edificio si presenta regolare in altezza. Dunque:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 5293.75kN$$

Dove si considera per semplicità di discretizzare le masse e i carichi in gioco in corrispondenza dei seguenti impalcati:

P1: $z_1 = 3.50$ m $W_1 = 7\,950$ kN (solaio interpiano)

P2: $z_2 = 7.00$ m $W_2 = 5\,500$ kN (solaio di copertura principale)

P3: $z_3 = 8.00$ m $W_3 = 300$ kN (impalcato di copertura metallica)

Possiamo quindi calcolare la forza statica applicata all'impalcato di copertura metallica come segue:

$$F_3 = F_h \cdot z_3 \cdot \frac{W_3}{\sum_j z_j \cdot W_j} = 184.88kN$$

Infine si determina l'azione sismica combinando le componenti nelle due direzioni principali secondo l'espressione di cui al punto §7.3.5. delle NTC 2018:

Azione orizzontale da evento SISMICO – SLV

F = 240.34 kN

A8-7.2 VERIFICA ARCARECCI IPE 160 – CARICHI VERTICALI SLU

A8-7.2.a Carichi agenti

Assunte le azioni agenti determinate in precedenza, si individuano i seguenti profili di carico per i vari arcarecci:

Arc. di bordo (int. = 0.70m):

$$q_1 = 1.3 \cdot 0.158 + [1.3 \cdot (0.128 + 0.084 + 0.120) + 1.5 \cdot (0.80)] \cdot 0.70 = 1.35 \text{ kN/m}$$

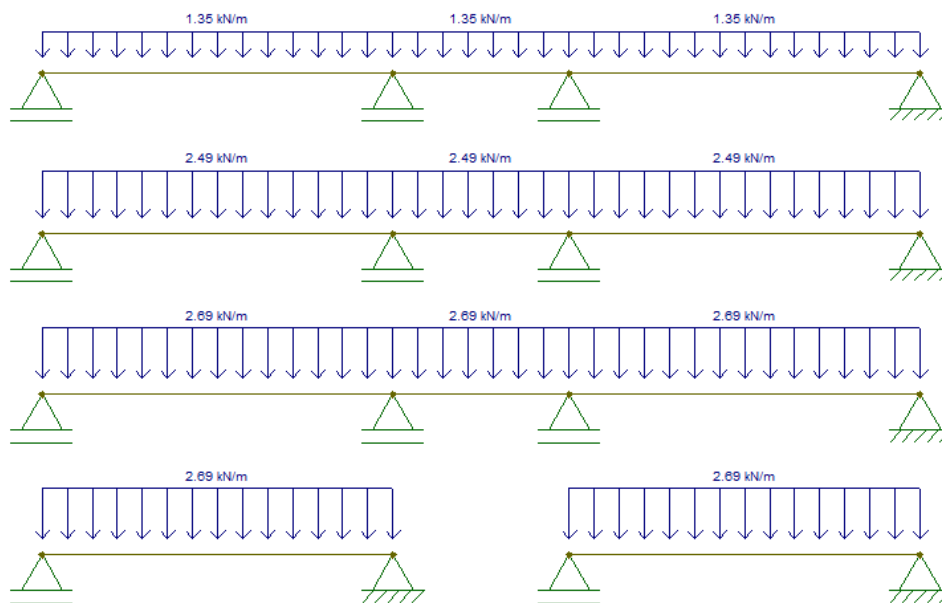
Arc. intermedio (int. = 1.40m):

$$q_2 = 1.3 \cdot 0.158 + [1.3 \cdot (0.128 + 0.084 + 0.120) + 1.5 \cdot (0.80)] \cdot 1.40 = 2.49 \text{ kN/m}$$

Arcareccio doppio centrale:

$$q_3 = 2 \cdot 1.3 \cdot 0.158 + [1.3 \cdot (0.128 + 0.084 + 0.120) + 1.5 \cdot (0.80)] \cdot 1.40 = 2.69 \text{ kN/m}$$

Gli arcarecci vengono dunque analizzati secondo i seguenti schemi statici:



A8-7.2.b Verifiche di resistenza alla flessione retta e di stabilità

Data la scarsa pendenza della copertura si considerano i profili come non inclinati trasversalmente e dunque la flessione è retta.

Le verifiche sono effettuate sulla sezione ridotta, tenendo conto dei fori di collegamento realizzati sui profili IPE160 esistenti.

IPE 160 singolo (trave su più appoggi)

Momento flettente massimo su sezione ridotta:

$$M_{max, sr} = 8.58 \text{ kNm}$$

Momento resistente IPE160 su sezione ridotta:

$$M_{MAX, IPE, sr} = W_{el} \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M0}} = 13.32 \text{ kNm}$$

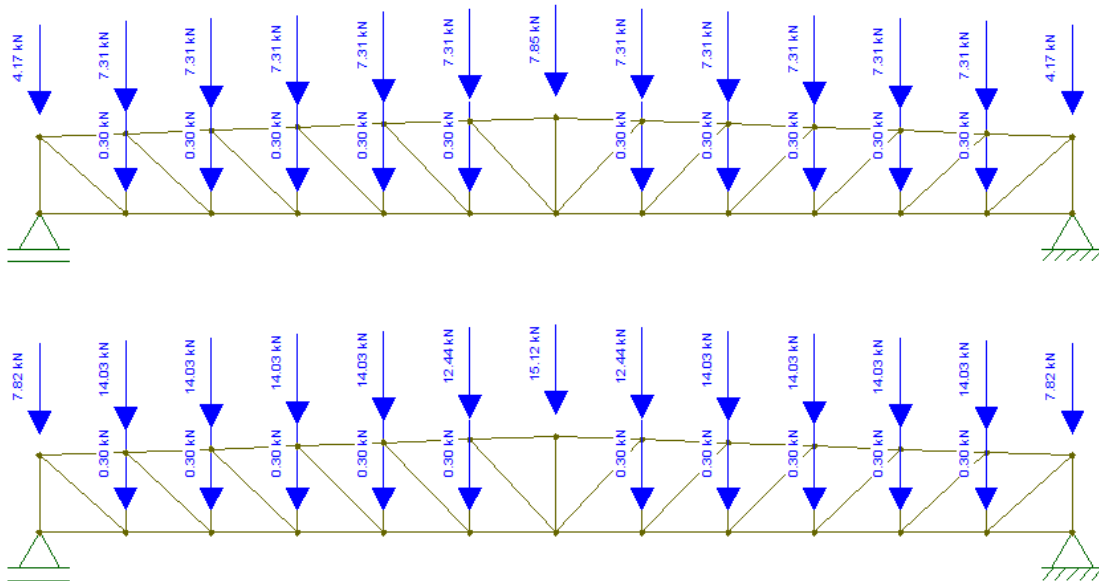
Considerando le sollecitazioni derivanti da uno schema di trave su più appoggi, e tenendo conto dell'indebolimento del profilo IPE esistente dovuto ai fori per il collegamento dei controventi, questi risultano verificati ed in particolare il momento massimo risulta pari al **65%** di quello resistente.

A8-7.3 VERIFICA TRAVI RETICOLARI – CARICHI VERTICALI SLU

A8-7.3.a Carichi agenti

Assunte le azioni agenti determinate in precedenza, si individuano i carichi puntuali assegnati ai nodi superiori delle travi reticolari, derivanti principalmente dalle reazioni vincolari degli arcarecci, cui si aggiunge il peso proprio delle travature, discretizzato per praticità, corrispondente ad uno sviluppo lineare totale pari a 75 m, per un peso complessivo di circa 455 kg (ovvero ~ 35 kg/nodo su 13 nodi).

A tali carichi si aggiunge il carico derivante dai circa 75m di tubazioni aerauliche appese alla copertura metallica, con diametri da 50cm a scendere (si considera di distribuire il carico solo sulle due capriate centrali e su 10 nodi inferiori ciascuna).



CARICHI NODALI SUPERIORI SLU – CAPRIATA 1 (laterale)

Carico di bordo: $Q_1 = 3.71 + 1.3 \cdot 0.35 = 4.17 \text{ kN}$

Carico intermedio: $Q_2 = 6.85 + 1.3 \cdot 0.35 = 7.31 \text{ kN}$

Carico centrale: $Q_3 = 7.39 + 1.3 \cdot 0.35 = 7.85 \text{ kN}$

CARICHI NODALI SUPERIORI SLU – CAPRIATA 2 (centrale)

Carico di bordo: $Q_1 = 7.36 + 1.3 \cdot 0.35 = 7.82 \text{ kN}$

Carico intermedio: $Q_2 = 13.57 + 1.3 \cdot 0.35 = 14.03 \text{ kN}$

Carico centrale: $Q_3 = 14.66 + 1.3 \cdot 0.35 = 15.12 \text{ kN}$

CARICHI NODALI INFERIORI SLU – CAPRIATA 2 (per sostegno impianto meccanico)

Carico per tubazioni: $Q_{tub} = (78.5 \cdot 0.5 \cdot \pi \cdot 0.001 \cdot 75) / (10 \cdot 4) = 0.30 \text{ kN}$

A8-7.3.b Verifiche di resistenza alla flessione retta e di stabilità

I carichi sono stati applicati tutti sui nodi, compresa la ripartizione del peso proprio.

Si trascurano i valori di Taglio e Flessione parassiti.

Dato che le reticolari sono identiche tra di loro le verifiche vengono eseguite su quella che risulta maggiormente sollecitata.

CAPRIATA 2

- **Profili 2x L60-6 mm**

Trazione massima: $N^+_{max} = 227.3 \text{ kN}$ **99.2% (sezione non forata)**

Trazione massima: $N^+_{max} = 227.3 \text{ kN}$ **111.8% (sezione forata)**

Compressione massima: $N^-_{max} = -85.03 \text{ kN}$ **51.1%**

Sforzo Normale resistente (sezione non forata): $N_{Rd} = A \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M0}} = 229.12 \text{ kN}$

Sforzo Normale resistente (sezione forata): $N_{Rd} = A \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M0}} = 203.26 \text{ kN}$

Sforzo Normale di Instabilizzazione: $N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M1}} = 166.35 \text{ kN}$

Con $\chi = 0.726$

- **Profili 2x L70-7 mm**

Compressione massima: $N^-_{max} = 227.02 \text{ kN}$ **80.4%**

Sforzo Normale resistente: $N_{Rd} = A \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M0}} = 311.68 \text{ kN}$

Sforzo Normale di Instabilizzazione: $N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M1}} = 247.286 \text{ kN}$

Con $\chi = 0.793$

- **Intera reticolare**

Inflessione massima: $f_{max} = 27.5 \text{ mm}$ **42.4%**

Inflessione ammissibile (L=16.20m): $f_{maxIPE} = \frac{L}{250} = 64.8 \text{ mm}$

Dall'analisi dei carichi e dal calcolo delle sollecitazioni allo stato di progetto, risulta necessario il rinforzo dei correnti inferiori a causa dei fori realizzati per il collegamento dei sistemi di controvento.

Tale rinforzo sarà realizzato mediante un piatto in acciaio S235 saldato nella parte centrale all'intradosso del corrente inferiore delle travi reticolari centrali. Si rimanda agli elaborati grafici per ulteriori dettagli sul collegamento.

Si riporta di seguito la verifica dei correnti inferiori con la sezione forata, ed il rinforzo previsto.

CAPRIATA 2

- **Profili 2x L60-6 mm con piatto di rinforzo (sp.5mm L=100mm $A_{res}=370mm^2$)**

Trazione massima: $N^+_{max} = 227.3 \text{ kN}$ **86% (sezione forata con rinforzo)**

Sforzo Normale resistente (sezione non forata): $N_{Rd} = A \cdot \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_{M0}} = 264.60 \text{ kN}$

I profili della trave reticolare e quest'ultima risultano verificati.

A8-7.4 VERIFICA ARCARECCI IPE 160 – AZIONE SISMICA SLV

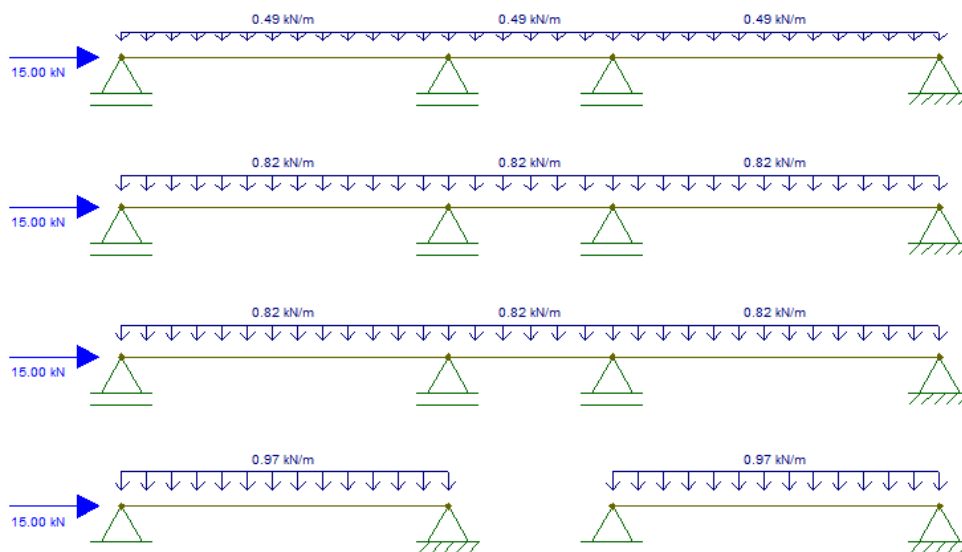
A8-7.4.a Carichi in Combinazione Eccezionale

Arc. di bordo (int. = 0.70m): $q_1 = 0.158 + (0.128 + 0.084 + 0.12) \cdot 0.70 = 0.49 \text{ kN/m}$

Arc. intermedio (int. = 1.40m): $q_2 = 0.158 + (0.128 + 0.084 + 0.12) \cdot 1.40 = 0.82 \text{ kN/m}$

Arcareccio doppio centrale: $q_3 = 2 \cdot 0.158 + (0.128 + 0.084 + 0.12) \cdot 1.40 = 0.97 \text{ kN/m}$

L'azione sismica orizzontale di progetto, che tiene in considerazione l'incremento delle masse partecipanti, dovrebbe essere suddivisa equamente sugli arcarecci e dunque si assume che ciascun arcareccio subisca un'azione orizzontale contemporanea ai carichi verticali pari a circa 18.2 kN



A8-7.4.b Verifiche di resistenza alla flessione e di stabilità

Data la scarsa pendenza della copertura si considerano i profili come non inclinati trasversalmente.

IPE 160 singolo (trave su più appoggi)

$$N_{\max} = - 18.2 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 3.1 \text{ kNm}$$

$$\text{Freccia max} = \text{omissis}$$

Si verifica l'asta a pressoflessione retta secondo quanto stabilito dal §4.2.4.1.2.7:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = N_{Ed} / (A * f_{yk} / Y_{m0}) = 18.2 / 449.6 = 0.045$$

$$\alpha = (A - 2 * b * t_f) / A = 0.44$$

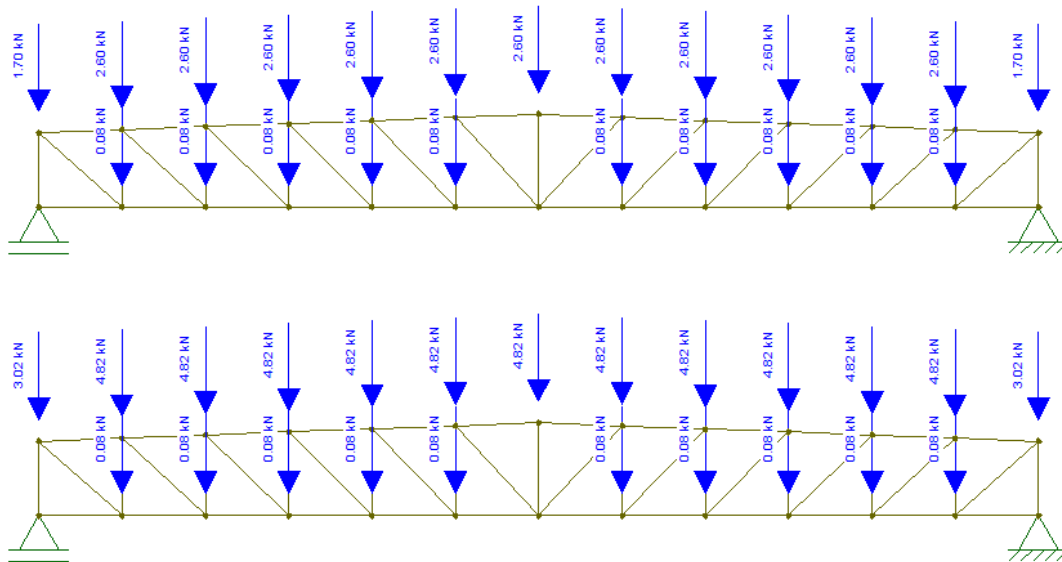
$$M_{N,y,R,d} = M_{pl,y,Rd} * (1-n) / (1-0.5*\alpha) \rightarrow M_{N,y,R,d} = 33.8 \text{ kN} > M_{\max} \quad \mathbf{1.0\%}$$

Allora verifichiamo gli arcarecci per instabilità da compressione su una luce di calcolo pari a 655 cm:

$$N_{stab \max} = X * A * f_{yk} / Y_{m1} = \dots = 26.0 \text{ kN} > N_{\max} \quad \mathbf{52.0\%}$$

I profili risultano verificati

A8-7.5 VERIFICA TRAVI RETICOLARI – AZIONE SISMICA SLV



A8-7.5.a Carichi in Combinazione Eccezionale

CARICHI NODALI SUPERIORI SLV – CAPRIATA 1 (laterale)

$$Q1 \text{ di bordo:} = 1.35 + 0.35 = 1.70 \text{ kN}$$

$$Q2 \text{ intermedio:} = 2.25 + 0.35 = 2.60 \text{ kN}$$

$$Q3 \text{ centrale:} \quad = 2.25 + 0.35 = 2.60 \text{ kN}$$

CARICHI NODALI SUPERIORI SLV – CAPRIATA 2 (centrale)

$$Q1 \text{ di bordo:} \quad = 2.67 + 0.35 = 3.02 \text{ kN}$$

$$Q2 \text{ intermedio:} \quad = 4.47 + 0.35 = 4.82 \text{ kN}$$

$$Q3 \text{ centrale:} \quad = 4.47 + 0.35 = 4.82 \text{ kN}$$

CARICHI NODALI INFERIORI SLV – CAPRIATA 2 (per sostegno impianto meccanico)

$$Q_{\text{tub}} \text{ su 10 nodi:} \quad = 0.08 \text{ kN}$$

A8-7.5.b Verifiche di resistenza alla flessione e di stabilità

I carichi sono stati applicati tutti sui nodi, compresa la ripartizione del peso proprio.

Si trascurano i valori di Taglio e Flessione parassiti.

Dato che le reticolari sono identiche tra di loro le verifiche vengono eseguite su quella che risulta maggiormente sollecitata.

CAPRIATA 2**• Profili 2x L60-6 mm**

$$N_{\text{max}} \text{ trazione} \quad = + 79.43 \text{ kN} \quad \mathbf{34.7\%}$$

$$N_{\text{max}} \text{ compressione} \quad = - 29.79 \text{ kN} \quad \mathbf{18.0\%}$$

$$N_{\text{res max}} \quad = A * f_{yk} / Y_{m0} = 10^{-3} * 2 * 691 * 235 / 1.05 = 229.12 \text{ kN}$$

$$N_{\text{stab max}} \quad = X * A * f_{yk} / Y_{m1} = \dots = 166.35 \text{ kN}$$

• Profili 2x L70-7 mm

$$N_{\text{max}} \text{ compressione} \quad = - 79.13 \text{ kN} \quad \mathbf{32\%}$$

$$N_{\text{res max}} \quad = A * f_{yk} / Y_{m0} = 10^{-3} * 2 * 940 * 235 / 1.05 = 311.68 \text{ kN}$$

$$N_{\text{stab max}} \quad = X * A * f_{yk} / Y_{m1} = \dots = 247.29 \text{ kN}$$

• Intera reticolare

$$\text{Freccia max} \quad = 11 \text{ mm} \quad \mathbf{17\%}$$

$$\text{Freccia amm} \quad = L/200 = 81 \text{ mm}; \quad L/250 = 64.8 \text{ mm}$$

Prato, 10/07/2023



Il tecnico

Dott. Ing. Pietro Carmagnini

Firmato da:

DILETTA MOSCARDI

codice fiscale MSCDTT72P64D612I

num.serie: 5660024324789676862

emesso da: ArubaPEC EU Qualified Certificates CA G1

valido dal 22/02/2022 al 23/09/2024

CARMAGNINI PIETRO

codice fiscale CRMPTR60B06G999R

num.serie: 1326815

emesso da: InfoCamere Qualified Electronic Signature CA

valido dal 06/04/2022 al 06/04/2025