



Provincia di Potenza - Edilizia e Patrimonio

Piazza Mario Pagano, 1 - 85100 Potenza (PZ)

**Realizzazione della palestra del Liceo pedagogico e scientifico
"Rosa-Gianturco" di Potenza - Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza.
Missione 4 – Istruzione e Ricerca –Componente 1 – Potenziamento
dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle università –
Investimento 1.3: Piano per le infrastrutture per lo sport nelle scuole.
Cod. edificio 760630474; CUP H35E22000110006**



COMMITTENTE:

Provincia di Potenza - Edilizia e Patrimonio
Piazza Mario Pagano,1 - 85100 Potenza (PZ)
tel. 0971 417252 - fax 0971 417444
Pec: protocollo@pec.provinciapotenza.it

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

ing. Maria Mecca

maria.mecca@provinciapotenza.it

RTP PROGETTISTA

ING. GIUSEPPE SABELLA (capogruppo/mandatario)

Ordine degli Ingegneri di Potenza al n. 2860
Via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)
email: appalti@sabella.cloud

ING. DAVIDE COSENTINO (mandante)

GEOL. TOMMASO ZULLO (mandante)

IMPRESA ESECUTRICE

FASE

PROGETTAZIONE DEFINITIVA / ESECUTIVA

Relazione sulle strutture - corpo Spogliatoi

ELABORATO N.

PE.B.REL.5

SCALA

-

DATA

10/11/2023

REVISIONI

n°	DATA	DESCRIZIONE



Finanziato
dall'Unione europea



1	PREMESSA	2
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
2	IL CORPO SPOGLIATOI	3
2.1	GEOMETRIA DEL CORPO SPOGLIATOI	3
2.2	ANALISI DEI CARICHI	5
2.2.1	Valutazione del carico da vento	5
2.2.2	Valutazione del carico da neve.....	8
2.2.3	Analisi dei carichi caratteristici sulle travi secondarie di copertura a metro quadrato	9
2.2.4	Valutazione dell'azione sismica	11
2.3	CARATTERISTICHE FISICO / MECCANICHE DEI MATERIALI	13
2.4	PREDIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE	13
2.4.1	TRAVI SECONDARIE	14
2.4.2	TRAVI PRINCIPALI.....	14
2.4.3	COLONNE.....	15
3	CONSIDERAZIONI FINALI.....	25
3.1	Caratteristiche modali della struttura spogliatoi	25



1 PREMESSA

Il presente elaborato costituisce la relazione tecnica sulle strutture del corpo Spogliatoi del progetto definitivo / esecutivo per la realizzazione della nuova palestra a servizio dell'istituto d'istruzione secondaria Liceo Scienze Umanane "Rosa Granturco", tra via Zara e via Pola nel Comune di Potenza.

Il progetto dal punto di vista planimetrico si presenta come un impianto coerente con le richieste della Committenza, in modo da collegarsi all'edificato esistente costituito dall'edificio scolastico e le sue pertinenze e in modo da sfruttare al massimo le potenzialità del lotto. Lo sviluppo planimetrico progettato mira all'utilizzo dell'impianto sia in orario scolastico che in orario extrascolastico senza il vincolo degli orari di apertura dell'Istituto Granturco. L'edificio si compone di due volumi collegati, al cui interno vengono distribuite le diverse funzioni.

1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il seguente progetto è stato realizzato nel rispetto della legge dello Stato n. 1086 del 5.11.1971, recante le *norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica*; della legge n. 64 del giorno 02.02.1974, recante *provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni alle zone sismiche*; del DPR n. 380 del giorno 06.06.2001, Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia.

Per quanto concerne le unità di misura, si utilizza il sistema di riferimento internazionale S.I., ai sensi del DPR 802/1982 e della Direttiva del Consiglio CEE del 18/10/1971 n. 71/1354/CEE (modificata il 27/07/1976 con 76/770/CEE).

In merito alla legislazione tecnica, il presente elaborato risponde alle disposizioni dettate dal D.M.17.01.2018: *Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"* promulgato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (e di seguito indicato semplicemente con **NTC 2018**). Tale decreto raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità. Le suddette norme hanno un carattere prestazionale e spesso rimandano ad altre disposizioni per approfondimenti e regole di dettaglio. Secondo tale logica si è quindi fatto riferimento anche alla Circolare applicativa n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del giorno 21.01.2019, promulgata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17.01.2018" (di seguito denominata **CIRC 2019**) e pubblicata sul supplemento ordinario n. 5 alla Gazzetta ufficiale n. 35 dell'11.02.2019.

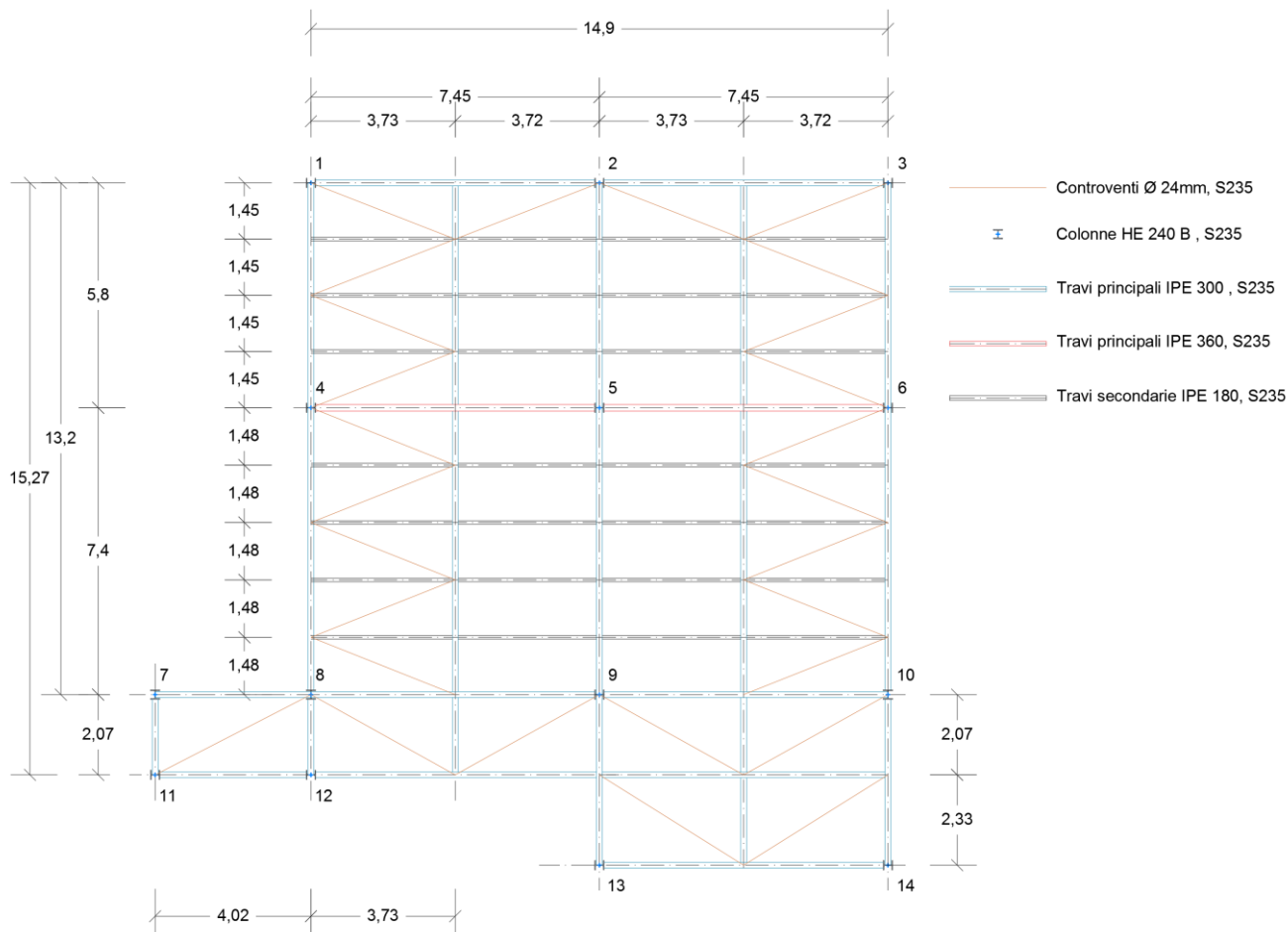
I testi consultati per la comprensione del funzionamento strutturale e per la progettazione delle opere sono stati i seguenti: 1) G. Ballio e F.M. Mazzolani, *Strutture in acciaio, sistemi strutturali, sicurezza e carichi, materiale, unioni e collegamenti, resistenza e stabilità*, HOEPLI editore, Ristampa 2011; 2) C. Bernuzzi, *Proporzionamento di strutture in acciaio. Progettazione e verifiche semplificate secondo NTC 2018*, HOEPLI editore.



2 IL CORPO SPOGLIATOI

2.1 GEOMETRIA DEL CORPO SPOGLIATOI

Il primo volume è destinato ad ospitare gli spogliatoi e i servizi, è mono piano ed ha un'altezza netta interna pari a 3,50 m. Questo volume basso e formalmente materico sarà prettamente chiuso e solcato da poche finestre alte a garantire la protezione dall'introspezione esterna. Dal punto di vista costruttivo, sarà realizzato in acciaio con telai MRF.



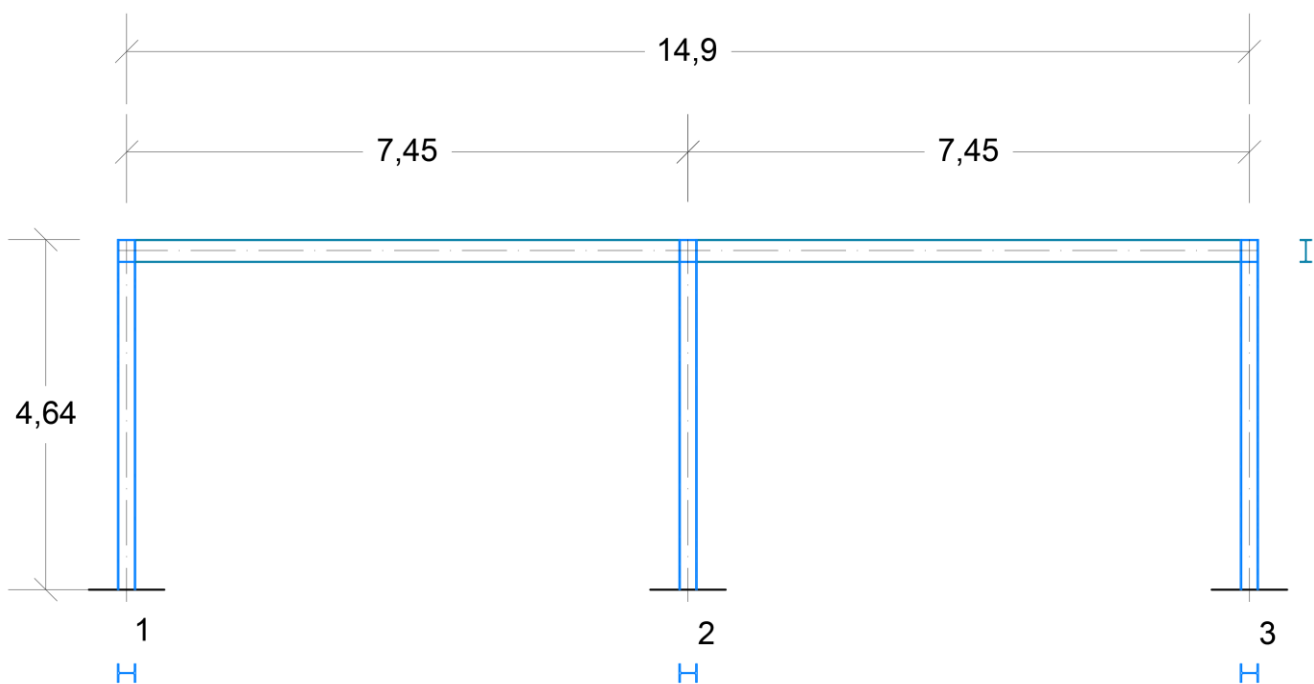
Le travi principali sono IPE 300 (a parte la trave centrale IPE 360), quelle secondarie sono IPE 180, le colonne sono HE 240 B, i controventi sono tondini Ø 24 mm. Il materiale è acciaio da carpenteria metallica S 235.

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;





2.2 ANALISI DEI CARICHI

Con riferimento a quanto disposto dalla vigente normativa e alle caratteristiche della struttura in esame, sono stati determinati i valori unitari delle seguenti azioni applicate sulla struttura:

- **Carichi permanenti strutturali g_1** (peso proprio degli elementi portanti, travi, correnti, montanti, diagonali);
- **Carichi permanenti non strutturali g_2** . In generale sotto tale voce sono ricompresi massi, intonaci, pavimenti, manto di copertura, ecc. Nel caso in esame si considera la lamiera grecata di copertura, l'isolamento, l'impermeabilizzazione e il peso degli impianti;
- **Carichi variabili:** q_e (sovraccarichi di esercizio), q_n (azione della neve), q_v (azione del vento).

2.2.1 Valutazione del carico da vento

In accordo con il § 3.3 delle NTC 2018, il sito d'intervento (ubicato nella Regione Basilicata) rientra nella zona 3, per cui si ha:

$$v_{b0} = 27 \text{ m/s};$$

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

$$k_s = 0,37.$$

Considerando che l'**altitudine del sito a_s è pari a 726 m** e quindi $a_s > a_0$, si ha:

$$c_a = 1 + k_s (a_s / a_0 - 1) = 1 + 0,37 \times (726 / 500 - 1) \approx 1,17;$$

e quindi:

$$v_b = v_{b0} \times c_a = 27 \text{ m/s} \times 1,17 \approx 32 \text{ m/s};$$

La velocità di riferimento v_r è pari a:

$$v_r = v_b \times c_r = 32 \text{ m/s} \times 1 = 32 \text{ m/s}$$

($c_r = 1$ per il periodo di ritorno pari a 50 anni, cfr. NTC 2018 al § 3.3.2).

Nota la velocità di riferimento, si può valutare la pressione del vento p , che risulta pari a:

$$p = q_r \times c_e \times c_p \times c_d;$$

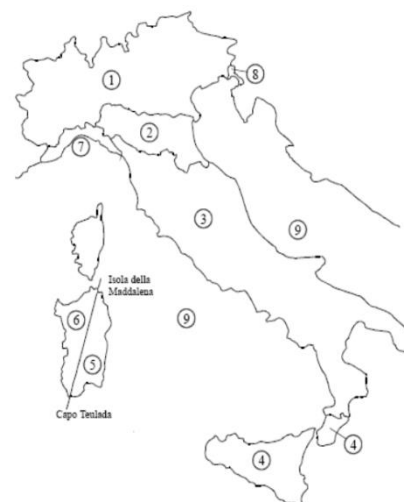
$$\text{con: } q_r = 0,5 \times \rho \times v_r^2 = 0,5 \times 1,25 \text{ kg/m}^3 \times 32^2 = 640 \text{ N/m}^2 = \mathbf{0,64 \text{ kN/m}^2}.$$

Il **coefficiente di esposizione c_e** dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di analisi specifiche, la topografia è valutata mediante il coefficiente topografico che tipicamente è assunto sempre con valore unitario, mentre la categoria di esposizione è funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno (cfr. NTC 2018, § 3.3.7).

La categoria di esposizione è assegnata dalle NTC 2018 in funzione della classe di rugosità del terreno (cfr. NTC 2018, Tab. 3.3.III) e della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione (cfr. NTC 2018, Fig. 3.3.2).

Nel caso in esame, essendo uno dei lati della palestra esposto al vento, a vantaggio di sicurezza si assume di rientrare nella classe D, sottoclasse c): *"Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati"*. Dal momento





che la distanza dalla costa supera i 60 km, è necessario considerare la colonna della tabella fra i 500 m e i 750 m di altezza e dunque la categoria di esposizione nel caso in esame è dipendente dall'altitudine del sito.

Tanto premesso, **la classe di rugosità del terreno corrisponde alla classe D; la categoria di esposizione è la III.**

Si segnala che l'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno e che, come indica la circolare, laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, è preferibile assegnare la classe più sfavorevole.

Determinato che la **categoria di esposizione del sito è la III**, si ricavano i seguenti parametri per la definizione del coefficiente di esposizione (cfr. NTC 2018, Tab. 3.3.II):

$k_r = 0,20$; $z_0 = 0,10$ m; $z_{min} = 5,0$ m; ed è quindi possibile determinare il **coefficiente di esposizione c_e** :

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

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

Come si vede dalle espressioni, tale coefficiente dipende, oltre che dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) anche dall'altezza z sul suolo del punto considerato e dalla topografia del terreno (misurata dal coefficiente topografico).

Nel caso in esame, assumendo il piano di imposta della palestra a quota di circa 0 m e il colmo a quota pari a circa 4,5 m, si ha che il coefficiente di esposizione c_e è costante al variare di z e vale:

- Coefficiente di esposizione minimo: $c_{e,min} = 1,7$ (per $z \leq 5$ m);

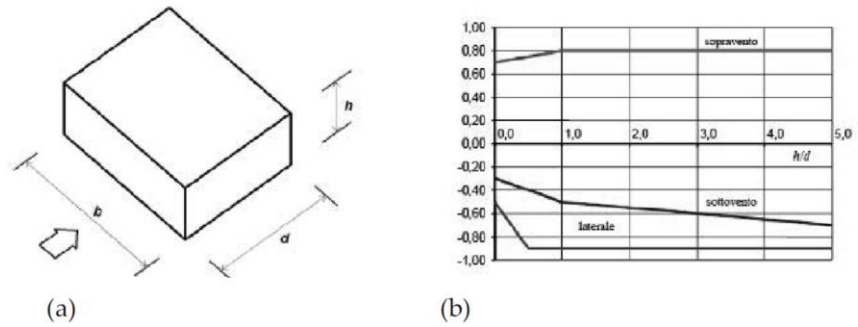
In mancanza di più raffinate valutazioni si assume inoltre che c_d , il coefficiente dinamico, è unitario: $c_d = 1$.

Per quanto riguarda il coefficiente di pressione (o aerodinamico) c_p , in assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per i coefficienti di pressione si assumono i valori riportati al § C3.3.8 della CIRC 2019, con l'avvertenza che **SI INTENDONO POSITIVE LE PRESSIONI DIRETTE VERSO L'INTERNO DELLE COSTRUZIONI.**

Nel seguito si farà riferimento ai coefficienti globali c_{pe} , che possono essere utilizzati in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aerodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura.

Pareti verticali

I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle pareti dell'edificio a pianta rettangolare sono riportati di seguito (cfr. § C3.3.8.1.1 della CIRC 2019).



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,

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

Figura C3.3.2

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

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

- 1) Considerando il **vento agente in direzione $\pm X$** si ha:

$$b \approx 15 \text{ m};$$

$$d \approx 15 \text{ m};$$

$$h \approx 5 \text{ m};$$

$$h/d = 5/15 \approx 0,33;$$

Nella faccia sopravento C_{pe} vale:

$$C_{pe, X} = 0,7 + 0,1 \times h/d = 0,7 + 0,1 \times 0,33 \approx 0,73.$$

Nella faccia sottovento C_{pe} vale:

$$C_{pe, X} = -0,3 - 0,2 \times h/d \approx -0,37.$$

Tanto premesso, la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \times c_e \times c_{pe} \times c_d;$$

e, quindi:

$$p_1 = 0,64 \times 1,7 \times 0,73 \times 1 \approx 0,8 \text{ kN/m}^2 \text{ (parete sopravento);}$$

$$p_2 = 0,64 \times 1,7 \times (-0,37) \times 1 \approx -0,4 \text{ kN/m}^2 \text{ (parete sottovento);}$$

- 2) Considerando il **vento agente in direzione $\pm Y$** si ha:

$$b = 15 \text{ m};$$

$$d = 15 \text{ m};$$

$$h = 5 \text{ m};$$

$$h/d = 5/15 \approx 0,33;$$

Nella faccia sopravento C_{pe} vale:

$$C_{pe, Y} = 0,7 + 0,1 \times h/d = 0,7 + 0,1 \times 0,33 \approx 0,73.$$



Nella faccia sottovento Cpe vale:

$$C_{pe, Y} = -0,3 - 0,2 \times h/d \approx -0,37.$$

Tanto premesso, la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \times c_e \times c_{pe} \times c_d;$$

e, quindi:

$$p_1 = 0,64 \times 1,7 \times 0,73 \times 1 \approx 0,8 \text{ kN/m}^2 \text{ (parete sopravento);}$$

$$p_2 = 0,64 \times 1,7 \times (-0,37) \times 1 \approx -0,4 \text{ kN/m}^2 \text{ (parete sottovento);}$$

Copertura

Si considerano piane le coperture la cui inclinazione sull'orizzontale sia compresa tra -5° e $+5^\circ$. L'altezza di riferimento per le coperture piane è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti globali C_{pe} da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati di seguito (cfr. § C3.3.8.1.2 della CIRC 2019).

Sulla falda sopravento si ha:

$$C_{pe,A} = -0,80;$$

Sulla falda sottovento si ha:

$$C_{pe,B} = \pm 0,20.$$

Si evidenzia che nella zona sottovento la pressione può assumere sia valori negativi sia valori positivi, per cui si devono considerare entrambi i casi.

Tanto premesso, la pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \times c_e \times c_{pe} \times c_d;$$

e, quindi:

$$p_1 = 0,64 \times 1,7 \times (-0,8) \times 1 \approx 0,9 \text{ kN/m}^2 \text{ (falda sopravento);}$$

$$p_2 = 0,64 \times 1,7 \times (\pm 0,2) \times 1 \approx \pm 0,2 \text{ kN/m}^2 \text{ (falda sottovento);}$$

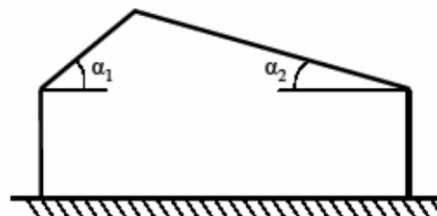
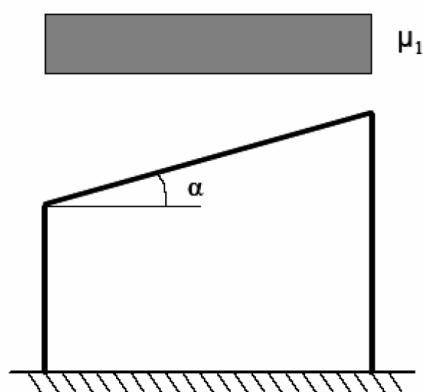
2.2.2 Valutazione del carico da neve

In accordo con il § 3.4 delle NTC 2018, il sito d'intervento rientra nella **zona III** (Comune di Potenza), per cui si ha:

$$q_s = q_{sk} \times \mu_i \times C_E \times C_t;$$

$$q_{sk} = 0,51 \times [1 + (a_s/481)^2] = 0,51 \times [1 + (726/481)^2] \approx 1,7 \text{ kN/m}^2 \text{ (considerando che l'altitudine del sito } a_s = 726 \text{ m).}$$

μ_i è il coefficiente di forma delle coperture. Nel § 3.4.3 delle NTC 2018 sono indicati i coefficienti di forma μ_i per le coperture in funzione del numero delle falde. Per quanto riguarda il caso di specie, di copertura approssimabile a una falda piana, si deve considerare una sola condizione di carico (cfr. NTC 2018, § 3.4.3.2), rappresentata per chiarezza nella figura sottostante. Si precisa che nel caso in esame $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha \approx 5^\circ$, per cui il coefficiente di forma $\mu_1 = 0,8$ (per $0 < \alpha < 30^\circ$).



$C_E = 1,0$ (aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, di altre costruzioni o di alberi). In realtà l'area in esame è sottoposta al vento, ma a vantaggio di sicurezza, non essendo disponibili formulazioni *ad hoc* particolarmente attendibili, si assume unitario il coefficiente di esposizione.

$C_t = 1$ (coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico della neve a causa del suo scioglimento. In assenza di uno specifico documento si deve porre pari a 1, cfr. NTC 2018 § 3.4.5).

$$q_s = q_{sk} \times \mu_1 \times C_E \times C_t = 1,7 \text{ kN/m}^2 \times 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \approx 1,4 \text{ kN/m}^2.$$

In definitiva l'azione caratteristica della neve vale:

$$q_s = 1,4 \text{ kN/m}^2 = 140 \text{ daN/m}^2.$$

2.2.3 Analisi dei carichi caratteristici sulle travi secondarie di copertura a metro quadrato

Si considera l'analisi dei carichi a metro quadro sulle travi secondarie di copertura. Considerando il caso in esame di copertura piana, il carico valutato coincide direttamente con la sua proiezione orizzontale:

Carichi permanenti strutturali g1 ()*:

Lamiera grecata sandwich di chiusura (con isolante, sp. 160 mm): $= 25 \text{ daN/m}^2$;

Carico a metro quadrato $G_{1k} = 25 \text{ daN/m}^2$;

Carichi permanenti NON strutturali g2:

Incidenza controsoffitti: $= 40,00 \text{ daN/m}^2$;

Incidenza degli impianti: $= 60,00 \text{ daN/m}^2$;

Carico a metro quadrato $G_{2k} \approx 100 \text{ daN/m}^2$;

Carichi accidentali (in proiezione orizzontale):

Carico di esercizio minimo (*) Q_{ES} : $= 50,00 \text{ daN/m}^2$;

Carico da vento (**) Q_V : $= 90,00 \text{ daN/m}^2$;

Carico da neve Q_N : $= 140,00 \text{ daN/m}^2$.

(*) Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione, cfr. NTC 2018, Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni.



(**) nel prospetto riassuntivo è stato inserita per brevità l'azione più intensa sulla falda di copertura, ma in realtà il carico da vento dipende dalla falda considerata e agisce anche sulle pareti (cfr. paragrafi precedenti).

Definite le azioni a metro quadro dei carichi permanenti strutturali e no, e dei carichi accidentali, è possibile ottenere i carichi distribuiti agenti sulle travi secondarie di copertura.

In particolare si definiscono le azioni trasferite sulle travi secondarie maggiormente sollecitate, ossia quelle che evidenziate in figura.

Nel caso in esame $i = 1,45 \text{ m}$, per cui si ha:

- **Allo Stato Limite di Esercizio (combinazione rara):**

Per le verifiche a deformabilità, si considera la combinazione rara che corrisponde alla combinazione fondamentale allo SLU ma con i coefficienti γ posti pari a uno:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{0j} Q_{ki}$$

Al permutare dei coefficienti, la combinazione che dà luogo alla condizione più gravosa in termini di abbassamenti della trave è la seguente:

$$Q_{SLE} = G_{1k} + G_{2k} + Q_N + \psi_{02} Q_{ES} + \psi_{03} Q_v = 25 + 100 + 140 + 0 \times 50 + 0,6 \times 90 = 319 \text{ daN/m}^2.$$

Considerando che, come detto, $i = 1,48 \text{ m}$, si ha:

$$q_{SLE} = Q_{SLE} \times i = 319 \times 1,48 \approx 472 \text{ daN/m} = 4,72 \text{ kN/m}.$$

- **Allo Stato Limite Ultimo (combinazione fondamentale):**

Ciascuna delle azioni caratteristiche sopra indicate è stata poi moltiplicata per i rispettivi coefficienti che gli competono nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (coefficiente parziale di sicurezza γ , relativo alla natura dell'azione considerata, e coefficiente di combinazione ψ), con riferimento allo Stato Limite di Resistenza della Struttura (STR). In particolare, ai fini delle verifiche agli stati limite, si definisce in accordo con il § 2.5.3 delle NTC 2018 la seguente **combinazione fondamentale** delle azioni:

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

I coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni, scritti nelle verifiche SLU, sono da assumersi come quelli relativi allo stato limite di resistenza della struttura (STR), cfr. NTC 2018 al §2.6.1.

Per la progettazione di componenti strutturali, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tab. 2.6.I delle NTC 2018, ossia:

In caso di condizioni favorevoli:

- i. γ_{G1} relativo al peso degli elementi strutturali è pari a 1,0;
- ii. γ_{G2} relativo al peso degli elementi non strutturali è pari a 0,8;
- iii. γ_{Q1} relativo al peso dei sovraccarichi accidentali è pari a 0,0.

In caso di condizioni sfavorevoli:

- i. γ_{G1} relativo al peso degli elementi strutturali è pari a 1,3;
- ii. γ_{G2} relativo al peso degli elementi non strutturali è pari a 1,5;
- iii. γ_{Q1} relativo al peso dei sovraccarichi accidentali è pari a 1,5.

Al permutare dei coefficienti, la combinazione che dà luogo alla condizione più gravosa in termini di sollecitazioni sulla trave secondaria è la seguente:



$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} (Q_N + \psi_{02} Q_{ES} + \psi_{03} Q_v) = 1,3 \times 25 + 1,5 \times 100 + 1,5 \times 140 + 1,5 \times 0 \times 50 + 1,5 \times 0,6 \times 90 \approx 474 \text{ daN/m}^2.$$

Considerando che, come detto, $i = 1,45 \text{ m}$, per cui si ha:

$$q_{SLU} = Q_{SLU} \times i = 474 \times 1,48 \approx 702 \text{ daN/m} = 7,02 \text{ kN/m}.$$

2.2.4 Valutazione dell'azione sismica

Dal momento che l'area da gioco della Palestra presenta anche gli spalti per il pubblico (**n. 80 persone**), la struttura in esame rientra nella **Classe d'Uso III** (cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U=1,5$); inoltre è caratterizzata da una vita nominale $V_N = 50$ anni, ciò che dà luogo a un periodo di riferimento V_R rispetto al quale calcolare l'azione sismica pari a $V_R = C_U \times V_N = 1,5 \times 50 = 75$ anni.

Atteso che lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) ha una probabilità di superamento pari al 10%, il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica vale, nel caso in esame:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{75}{\ln(0,9)} = 712 \text{ anni}$$

Come detto la costruzione è ubicata nella città di Potenza alla **via Zara**. In particolare, il sito è individuato dalle seguenti **coordinate geografiche: 40,6430556° latitudine nord; 15,8002778° longitudine est**.

Note le coordinate e il periodo di ritorno, è possibile desumere i valori dei seguenti parametri della pericolosità sismica di base, riferiti all'azione orizzontale:

- Accelerazione orizzontale massima al sito $a_g = 0,237 \text{ g}$;
- Massimo fattore di amplificazione spettro $F_0 = 2,440$;
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante $T_c^* = 0,387 \text{ s}$.

Dai risultati della prova di cross – hole allegata alla relazione geologica si ricava che il sottosuolo su cui sarà edificata la costruzione rientra nella categoria di sottosuolo di tipo B, da cui si ricava (cfr. NTC 2018, § 3.2.3.2, Tab. 3.2.IV):

$$S_s = 1,40 - 0,40 \times F_0 \times a_g/g = 1,40 - 0,40 \times 2,440 \times 0,237 \approx 1,1687;$$

$$C_c = 1,10 \times T_c^{*(-0,20)} = 1,10 \times 0,387^{*(-0,20)} = 1,330.$$

Dal momento che a 3 m circa dalla Palestra è presente un muro di contenimento, a vantaggio di sicurezza si assume la classe topografica T2, cui corrisponde $S_T = 1,20$.

Per cui si ha:

$$S = S_s \times S_T = 1,1687 \times 1,20 = 1,402.$$

Si riportano di seguito i punti dello **spettro di accelerazione orizzontale elastico** per lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) desumibile dai parametri di pericolosità sismica di base e del sito, con le assunzioni poste. Si evidenzia che i periodi sono misurati in secondi, mentre lo spettro di accelerazione in g .

T	Sa(T)	T	Sa(T)	T	Sa(T)	T	Sa(T)
0	0.3324	0.5865	0.5475	1.224	0.2623	1.8615	0.1725
0.0255	0.3757	0.612	0.5247	1.2495	0.257	1.887	0.1702
0.051	0.419	0.6375	0.5037	1.275	0.2518	1.9125	0.1679
0.0765	0.4623	0.663	0.4843	1.3005	0.2469	1.938	0.1657
0.102	0.5057	0.6885	0.4664	1.326	0.2422	1.9635	0.1635
0.1275	0.549	0.714	0.4497	1.3515	0.2376	1.989	0.1614
0.153	0.5923	0.7395	0.4342	1.377	0.2332	2.0145	0.1594
0.1716	0.6238	0.765	0.4197	1.4025	0.2289	2.04	0.1574



0.1785	0.6238	0.7905	0.4062	1.428	0.2249	2.0655	0.1555
0.204	0.6238	0.816	0.3935	1.4535	0.2209	2.091	0.1536
0.2295	0.6238	0.8415	0.3816	1.479	0.2171	2.1165	0.1517
0.255	0.6238	0.867	0.3704	1.5045	0.2134	2.142	0.1499
0.2805	0.6238	0.8925	0.3598	1.53	0.2099	2.1675	0.1481
0.306	0.6238	0.918	0.3498	1.5555	0.2064	2.193	0.1464
0.3315	0.6238	0.9435	0.3403	1.581	0.2031	2.2185	0.1447
0.357	0.6238	0.969	0.3314	1.6065	0.1999	2.244	0.1431
0.3825	0.6238	0.9945	0.3229	1.632	0.1968	2.2695	0.1415
0.408	0.6238	1.02	0.3148	1.6575	0.1937	2.295	0.1399
0.4335	0.6238	1.0455	0.3071	1.683	0.1908	2.3205	0.1384
0.459	0.6238	1.071	0.2998	1.7085	0.1879	2.346	0.1369
0.4845	0.6238	1.0965	0.2928	1.734	0.1852	2.3715	0.1354
0.51	0.6238	1.122	0.2862	1.7595	0.1825	2.397	0.134
0.5147	0.6238	1.1475	0.2798	1.785	0.1799	2.4225	0.1325
0.5355	0.5996	1.173	0.2737	1.8105	0.1774	2.448	0.1312
0.561	0.5724	1.1985	0.2679	1.836	0.1749	2.4735	0.1298

Considerato che la struttura degli spogliatoi è un corpo ad un piano unico, ai fini della valutazione dell'azione sismica si applica l'analisi lineare statica, la quale consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica.

Si determina il peso sismico della costruzione secondo la combinazione delle azioni indicata dalle NTC 2018 al § 2.5.3, equazione 2.5.7:

$$G_{1k} + G_{2k} + (\psi_{21} Q_N + \psi_{22} Q_{ES} + \psi_{23} Q_V)$$

I coefficienti di combinazione valgono (NTC 2018, Tab. 2.5.I):

$\psi_{21} = 0$ (associato alla neve a quota inferiore a 1.000 m s.l.m.);

$\psi_{22} = 0$ (associato al carico di esercizio per coperture accessibili per la sola manutenzione);

$\psi_{23} = 0$ (associato al vento).

Pertanto si ha che il carico superficiale in copertura vale:

$$G_{COP} = G_{1k} + G_{2k} = 25 + 100 = 125 \text{ daN/m}^2;$$

Considerato che l'area della copertura vale circa: $A_{COP} \approx 260 \text{ m}^2$.

Il peso sismico associato al livello di copertura vale:

$$W_{COP} = G_{COP} \times A_{COP} = (125+30) \times 260 \approx 400 \text{ kN}.$$

A tale peso si somma, come è noto, il peso delle travi e il peso della metà superiore delle colonne (dai paragrafi seguenti è possibile ricavare che le travi secondarie sono IPE 180, le travi principali sono IPE 300, le colonne sono HEB 240):

$$W_{TRAVI} = g_{TR, PRINC} \times L \times n_{TR, PRINC} + g_{TR, SEC} \times L \times n_{TR, SEC} \approx 90 \text{ kN};$$

$$W_{COL} = g_{COL} \times H_{COL} / 2 \times n_{COL} = 83 \times 4,8 / 2 \times 12 \approx 30 \text{ kN}.$$

Il peso sismico della struttura degli spogliatoi vale pertanto:

$$W = W_{COP} + W_{COL} + W_{TRAVI} = 400 + 30 + 90 \approx 520 \text{ kN}.$$

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



Arrotondando per eccesso l'altezza delle strutture ponendo $H = 4,8$ m, si determina innanzitutto il primo periodo di vibrazione della struttura applicando la formula semplificata prevista dalla CIRC 2019 al §C7.3.3.2:

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4} = 0,085 \times 4,8^{3/4} \approx 0,28 \text{ s}$$

Dove C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio di acciaio.

Come si vede, confrontando il periodo proprio di vibrazione così valutato con quelli che delimitano il tratto di plateau, a T_1 corrisponde la massima accelerazione spettrale, pertanto l'azione sismica vale (cfr. NTC 2018, § 7.3.3.2):

$$F_h = S_d(T_1) W/g = 0,6238 \times 400 \text{ kN} \approx \mathbf{250 \text{ kN}}.$$

2.3 CARATTERISTICHE FISICO / MECCANICHE DEI MATERIALI

Le strutture di progetto in elevazione sono realizzate in acciaio da carpenteria metallica per usi strutturali e quindi rispondono a quanto previsto dalle NTC 2018.

In particolare si prevede l'utilizzo di acciaio di carpenteria metallica di **classe S 235 JR** (resistenze per sp. < 40 mm) - **Classe di esecuzione EXC 3** (UNI 1090-2).

Si riporta nella tabella seguente l'indicazione dei materiali utilizzati in progetto e le relative caratteristiche fisico - meccaniche, in termini di resistenza e rigidezza elastica.

Materiale	f_{yk}	f_{tk}	E
-	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Acciaio classe S 235 JR	235	360	210.000

con:

- f_{yk} resistenza caratteristica allo snervamento;
- f_{tk} resistenza caratteristica a rottura;
- E modulo di elasticità normale.

Si precisa che, nel caso di acciaio da carpenteria metallica, i coefficienti parziali di sicurezza e globali **relativi al modello di resistenza adottato** sono tre (cfr. Tab. 4.2.VII – NTC 2018):

- $\gamma_{M0} = 1,05$ relativo alle verifiche di resistenza (nel caso in esame sezioni di classe 1);
- $\gamma_{M1} = 1,05$ relativo alle verifiche di stabilità;
- $\gamma_{M2} = 1,25$ relativo alle verifiche dei collegamenti.

La resistenza di progetto si ottiene dividendo tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio per il coefficiente di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato:

- $f_{yd} = 224$ MPa per le verifiche di resistenza (nel caso in esame sezioni di classe 1);
- $f_{yd} = 224$ MPa per le verifiche di stabilità;
- $f_{yd, coll} = 188$ MPa per le verifiche dei collegamenti.

Le travi di fondazione sono in c.a., calcestruzzo C 25/30, acciaio B450C.

Per ulteriori dettagli sui materiali di progetto si rimanda alla relazione dei materiali.

2.4 PREDIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE

Di seguito si procede al predimensionamento delle strutture, sulla scorta della geometria, delle azioni e delle caratteristiche dei materiali sopra definiti. A tale scopo saranno utilizzati schemi bidimensionali semplificati, rimandando al modello strutturale del software di calcolo per le verifiche di dettaglio.



Al fine di contenere le altezze delle travi, si sceglie, fissati gli interassi fra le colonne, di ordire le travi secondarie nel lato lungo, in modo da avere contenere le luci delle travi principali, maggiormente sollecitate.

2.4.1 TRAVI SECONDARIE

Le travi secondarie sono caricate dai seguenti carichi uniformemente distribuiti:

- Allo SLE: $q_{SLE} = 4,72 \text{ kN/m}$;
- Allo SLU: $q_{SLU} = 7,02 \text{ kN/m}$ ($= 7,02 \text{ N/mm}$).

Ciascuna trave secondaria si può considerare appoggiata – appoggiata alle estremità (in corrispondenza di due successive travi principali), per cui la luce della trave secondaria più sfavorita è pari a circa 4 m.

Si procede con il predimensionamento allo SLU, per poi verificare il risultato ottenuto allo SLE.

$$M_{Sd} = q L^2 / 8 = 7,02 \times 4^2 / 8 \approx 14 \text{ kNm}.$$

$$W_{pl} > M_{Sd} / f_{yd} = 14.000.000 / 224 \approx 63 \text{ cm}^3.$$

Per le travi secondarie, prevalentemente soggette a flessione, si prevede l'utilizzo di profilati laminati a caldo del tipo IPE, per cui dal sagomario si sceglie:

trave IPE 180, con peso pari a circa 19 kg/m e modulo di resistenza elastico $W = 146 \text{ cm}^3$ e momento d'inerzia principale pari a $I = 1.317 \text{ cm}^4$, $W_{pl} = 166 \text{ cm}^3$.

Si procede alla verifica allo SLE, inserendo anche il peso della trave:

$$q_{SLE} = 4,72 \text{ kN/m} + 0,2 \approx 5,0 \text{ kN/m} \quad (= 5,0 \text{ N/mm}).$$

$$f = 5/384 \times q_{SLE} \times L^4 / EI = 5 / 384 \times 5,0 \times 4.000^4 / 210.000 / 13.160.000 \approx 6 \text{ mm} < L/250 = 30,0 \text{ mm}.$$

Per completezza, si effettua anche la verifica a flessione allo SLU con il carico uniformemente distribuito corretto (con il contributo della trave IPE 220).

$$q_{SLU} = 7,02 + 1,3 \times 0,2 \approx 7,4 \text{ kN/m} \quad (= 7,4 \text{ N/mm}).$$

$$M_{Sd} = q L^2 / 8 = 7,4 \times 4.000^2 / 8 \approx 15 \text{ kNm}.$$

$$\sigma = M_{Sd} / W_{pl} = 15.000.000 / 166.000 \approx 90 \text{ MPa} < f_{yd} = 224 \text{ MPa}.$$

2.4.2 TRAVI PRINCIPALI

Le travi secondarie IPE 240 scaricano sulle travi principali la loro reazione vincolare che vale:

- Allo SLE: $F_{SLE} = q_{SLE} \times L/2 = 5,0 \times 7,5 / 2 \approx 19 \text{ kN}$;
- Allo SLU: $F_{SLU} = q_{SLU} \times L/2 = 7,40 \times 7,5 / 2 \approx 28 \text{ kN}$.

Se si considera la trave principale interna, essa sarà caricata da entrambi i lati (destra e sinistra), pertanto su di essa agiranno le seguenti forze in corrispondenza dei collegamenti con le travi secondarie:

- Allo SLE: $F_{SLE} = 38 \text{ kN}$;
- Allo SLU: $F_{SLU} = 56 \text{ kN}$.

La luce delle travi principali più sfavorite è pari a circa 7,5 m.

Si procede con il predimensionamento allo SLU, per poi verificare il risultato ottenuto allo SLE. Ai fini del predimensionamento, si considera lo schema di trave doppiamente appoggiata agli estremi, anche se la trave principale risulta incastrata alle colonne.

Momento flettente nella trave principale centrale

Il massimo valore M_{Sd} del momento flettente è pari a:

$$M_{Sd} \approx - 252 \text{ kNm}.$$

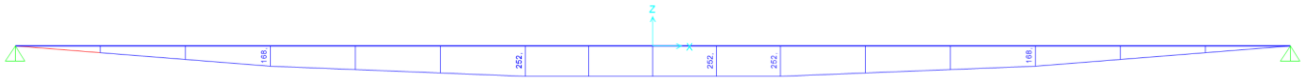
$$W_{pl} > M_{Sd} / f_{yd} = 252.000.000 / 262 \approx 962.000 \text{ mm}^3 = 962 \text{ cm}^3.$$

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



Momento flettente nella trave principale di bordo

Il massimo valore M_{Sd} del momento flettente è pari a:

$$M_{Sd} \approx -126 \text{ kNm.}$$

$$W_{pl} > M_{Sd} / f_{yd} = 126.000.000 / 262 \approx 481.000 \text{ mm}^3 = 481 \text{ cm}^3.$$



Si prevede l'utilizzo di profilati laminati a caldo del tipo IPE, dal momento che si tratta di elementi prevalentemente soggette a flessione. Entrando nel sagomario con tale valore del modulo di resistenza plastico, si sceglie:

- Per la travatura centrale che prevede una campata di luce pari a 7,5 m, si prevede l'utilizzo della **trave IPE 360**, con peso pari a 57 kg/m e modulo di resistenza elastico $W = 903 \text{ cm}^3$ e momento d'inerzia principale pari a $I = 16.265,63 \text{ cm}^4$, $W_{pl} = 1.019 \text{ cm}^3 = 1.019.000 \text{ mm}^3 > 962 \text{ cm}^3$;
- Per la altre travi principali (più corte o comunque caricate soltanto da un lato), si prevede l'utilizzo della **trave IPE 300**, con peso pari a 42 kg/m e modulo di resistenza elastico $W = 557 \text{ cm}^3$ e momento d'inerzia principale pari a $I = 8.356,11 \text{ cm}^4$, $W_{pl} = 628,36 \text{ cm}^3 = 628.360 \text{ mm}^3 > 481 \text{ cm}^3$.

Si procede alla verifica allo SLE, inserendo anche il peso della trave:

Calcolo della freccia nella trave principale centrale

$$F_{SLE} = 38 \text{ kN}; q_{SLE} = 0,57 \text{ kN/m.}$$

La freccia massima è pari a:

$$f \approx 30 \text{ mm} = L / 250 = 7.400 / 250 \approx 30 \text{ mm.}$$

Calcolo della freccia nella trave principale di bordo

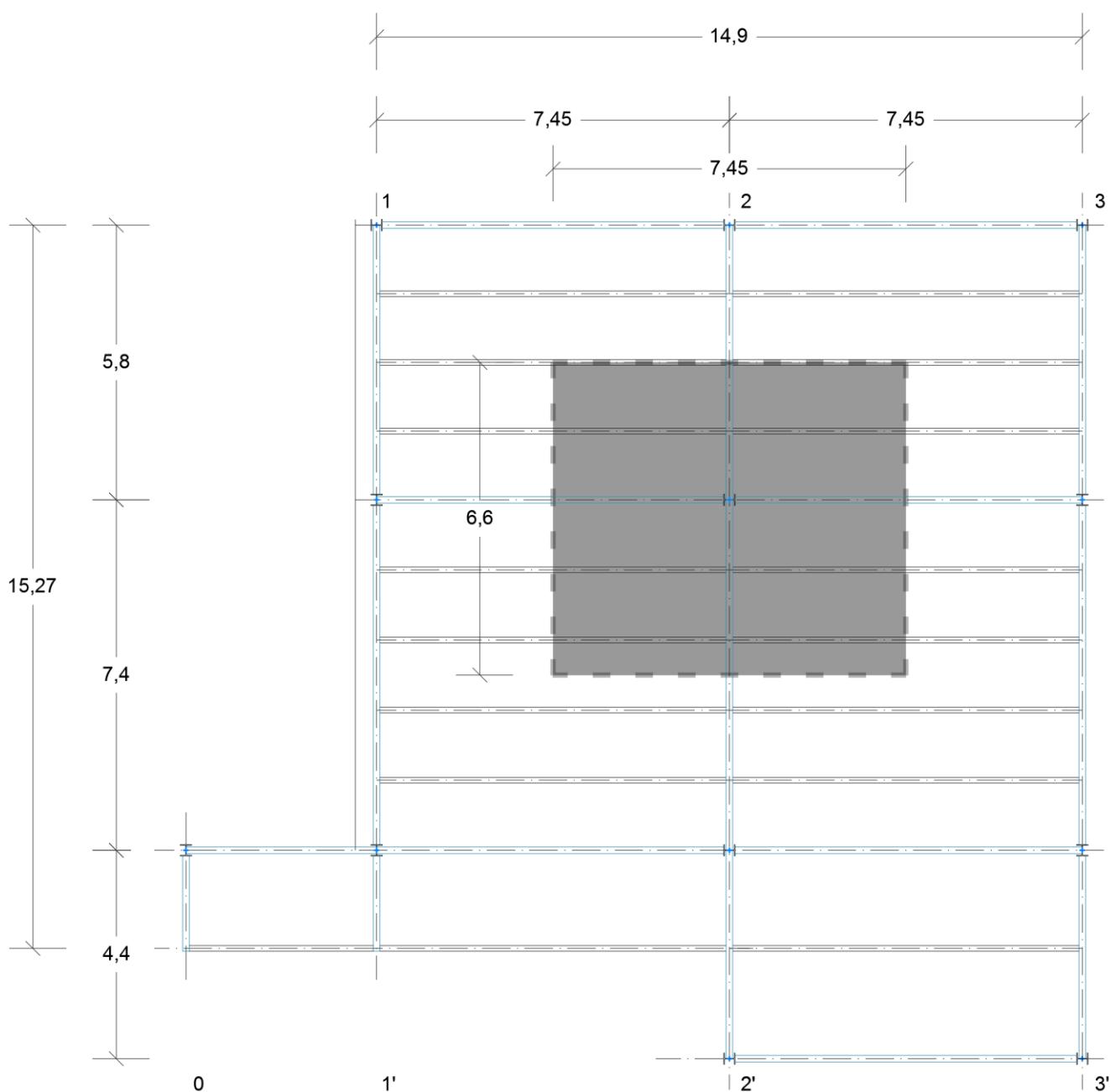
$$F_{SLE} = 19 \text{ kN}; q_{SLE} = 0,42 \text{ kN/m.}$$

La freccia massima è pari a:

$$f \approx 30 \text{ mm} = L / 250 = 7.400 / 250 \approx 30 \text{ mm.}$$

2.4.3 COLONNE

Il predimensionamento delle colonne si effettua considerando lo sforzo normale di compressione centrato causato dai carichi gravitazionali allo SLU, valutando l'entità dei carichi operando per aree d'influenza.



Per tale ragione si considera la colonna internamente maggiormente caricata:

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} (Q_N + \psi_{02} Q_{ES} + \psi_{03} Q_v) = 1,3 \times 25 + 1,5 \times 100 + 1,5 \times 140 + 1,5 \times 0 \times 50 + 1,5 \times 0,6 \times 90 \approx 474 \text{ daN/m}^2 \text{ (si trascura il peso proprio delle travi secondarie e principali).}$$

$$A_{inf} \approx 7,5 \times 6,6 \approx 50 \text{ m}^2;$$

$$N = Q_{SLU} \times A_{inf} = 4,74 \times 50 \approx 240 \text{ kN.}$$

Assumendo l'altezza della colonna H_c pari a $H_c = 4,64 \text{ m}$, si determina la sua lunghezza libera di inflessione:

$$L_c = \beta \times H_c$$



Essendo β un coefficiente che dipende dalle condizioni di vincolo (cfr. capitolo successivo).

Nel caso in esame di colonne incastrate alla base con trave incastrata in sommità la cui rigidezza flessionale è paragonabile se non inferiore a quella delle colonne si assume, cautelativamente che la forma della deformazione sia simile a quella di una mensola, per cui si ha che $\beta = 2,0$ e, quindi:

$$L_C = \beta \times L = 2,0 \times 4,64 \approx 9,3 \text{ m.}$$

In merito alla stabilità delle membrature, le NTC 2018 al §4.2.4.1.3 limitano opportunamente la snellezza λ al valore di 200 per le membrature principali, si determina il minimo raggio di inerzia che debbono avere le colonne:

$$\rho_{\min} \geq L_C / \lambda_{\text{lim}} = 9,3 / 200 = 0,0465 \text{ m} \approx \mathbf{4,7 \text{ cm.}}$$

Si pone un valore di snellezza di tentativo pari a:

$$\lambda = 87;$$

Dal momento che $\lambda_p = \pi \times (E/275)^{0,5} \approx 87$, si ha calcola il rapporto di snellezza:

$$\underline{\lambda} = \lambda / \lambda_p = 87 / 87 = 1,0.$$

Si valuta il coefficiente χ facendo riferimento all'asse debole delle sezioni laminate a I, quindi alla curva "b" i cui valori sono di seguito riportati:

λ / λ_p	χ	ω
1,0	0,5970	1,6750

$$A \geq \omega \times N / f_{yd} = 1,6750 \times 240.000 / 262 \approx 1.534 \text{ mm}^2 = 15,34 \text{ cm}^2.$$

Si prevede l'utilizzo di profilati laminati a caldo del tipo HEB, dal momento che si tratta di elementi prevalentemente soggette a presso-flessione. Entrando nel sagomario con tale valore del modulo di resistenza plastico, si sceglie, per motivi costruttivi, considerando la dimensione delle travi concorrenti sulle colonne:

colonna HEB 240, con peso pari a 83 kg/m, area della sezione trasversale **A = 106 cm² = 10.600 mm²** e, rispetto all'asse forte, modulo di resistenza elastico $W = 938 \text{ cm}^3$ e momento d'inerzia principale pari a $I = 11.259,30 \text{ cm}^4$, $W_{pl} = 1.053,15 \text{ cm}^3 = 1.053.150 \text{ mm}^3$; mentre rispetto all'asse debole, modulo di resistenza elastico $W = 327 \text{ cm}^3$ e momento d'inerzia principale pari a $I = 3.923 \text{ cm}^4$, $W_{pl} = 498 \text{ cm}^3 = 498.000 \text{ mm}^3$. Infine si evince che il raggio minimo di inerzia della sezione vale: per l'asse forte 10,31 cm; mentre per l'asse debole **p = 6,08 cm**.

Tanto assunto, si effettua la verifica del predimensionamento effettuato valutando l'instabilità rispetto al carico di punta:

Si calcola la snellezza massima del profilo:

$$\lambda = L_C / \rho = 930 / 6,08 \approx 153.$$

Dal momento che $\lambda_p = \pi \times (E/275)^{0,5} \approx 87$, si ha calcola il rapporto di snellezza:

$$\underline{\lambda} = \lambda / \lambda_p = 153 / 87 \approx 1,8.$$

Si valuta il coefficiente χ facendo riferimento all'asse debole delle sezioni laminate a I, quindi alla curva "b" i cui valori sono di seguito riportati:

λ / λ_p	χ	ω
1,8	0,2521	3,9673

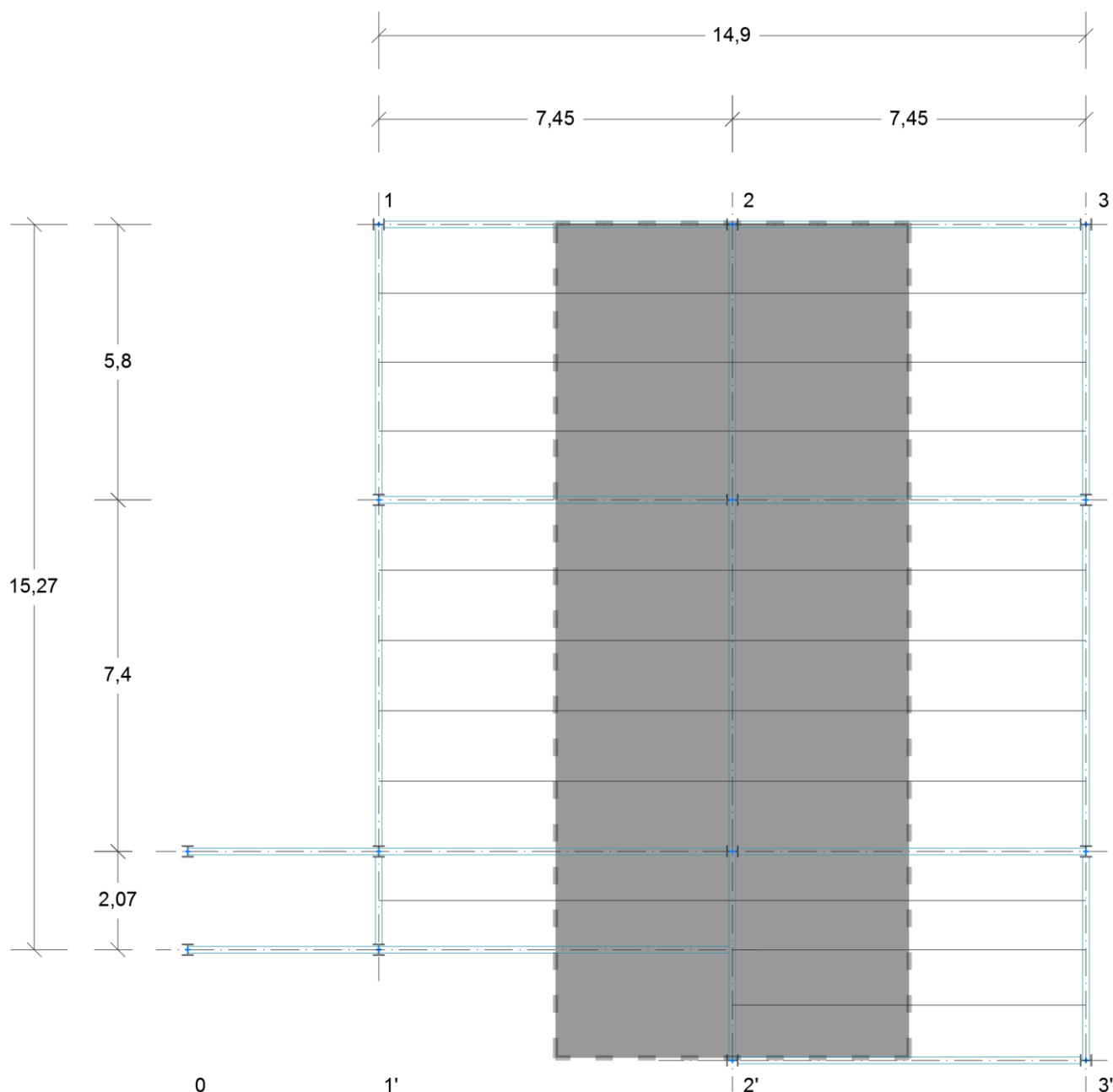


Da cui si ottiene che:

$$\sigma = \omega \times N / A = 3,9673 \times 240.000 / 10.600 \approx 90 \text{ MPa} < f_{yd} = 262 \text{ MPa}.$$

La verifica allo SLU per la combinazione fondamentale risulta soddisfatta.

Il predimensionamento effettuato è stato fatto per la colonna centrale in presenza di sole azioni gravitazionali. Si valida tale predimensionamento valutando la verifica a instabilità per presso – flessione nelle colonne che formano il generico portale della struttura nel caso sia soggetta all'azione predominante del vento (cfr. figura).



COMBINAZIONE SLU – Azione del vento predominante

Azioni trasmesse in copertura sulle travi secondarie:

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} (Q_V + \psi_{02} Q_{ES} + \psi_{03} Q_N) = 25 + 100 + 1,5 \times 90 + 1,5 \times 0,5 \times 140 + 0 \times 50 = 365 \text{ daN/m}^2.$$

Considerando che l'interasse i fra i portali in direzione Y (quella più esposta al vento) vale $i \approx 7,5 \text{ m}$, si ha:

$$q_{SLU} = Q_{SLU} \times i = 365 \times 7,5 = 2.737,5 \text{ daN/m} \approx \mathbf{27,40 \text{ kN/m}}.$$

Si trascura in tale fase di dimensionamento il contributo delle travi secondarie. Il contributo in termini di peso delle travi principali e delle colonne sarà considerato direttamente nello schema a telaio dal programma di calcolo.

Ottenuto il carico uniformemente distribuito sulla trave del portale si determinano le azioni distribuite orizzontali che rappresentano l'effetto dell'azione del vento.

Azioni orizzontali trasmesse sulle colonne (vento azione predominante):

Le azioni orizzontali uniformemente distribuite prodotte dal vento e opportunamente fattorizzata mediante i coefficienti di combinazione valgono:

$$q_{1,SLE} = \gamma_{Q1} \times p_1 \times i = 1,5 \times 0,8 \times 7,5 = \mathbf{9,0 \text{ kN/m}}$$
 (si intendono **positive** le pressioni dirette **verso l'interno** delle costruzioni);

$$q_{2,SLE} = \gamma_{Q1} \times p_2 \times i = 1,5 \times (-0,4) \times 7,5 = \mathbf{-4,5 \text{ kN/m}}$$
 (si intendono **negative** le pressioni dirette **verso l'esterno** delle costruzioni).

Effettuando le analisi, si ottengono i seguenti valori di sollecitazioni sulla colonna si ottengono i seguenti risultati in termini di sollecitazioni sul portale reticolare.

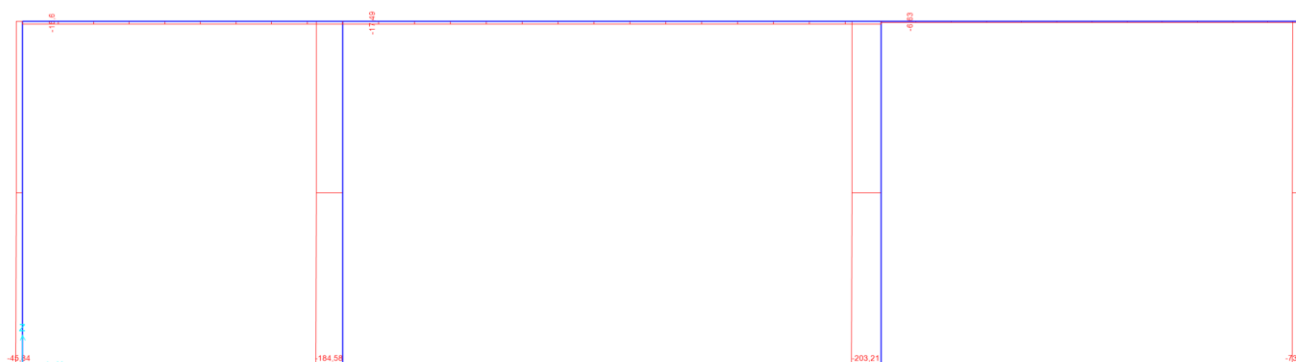
Per la **combinazione allo SLU (azione del vento predominante)** nella sezione di attacco delle colonne si hanno le seguenti massime caratteristiche della sollecitazione (cfr. immagini seguenti):

Per la colonna maggiormente sollecitata a compressione si ha:

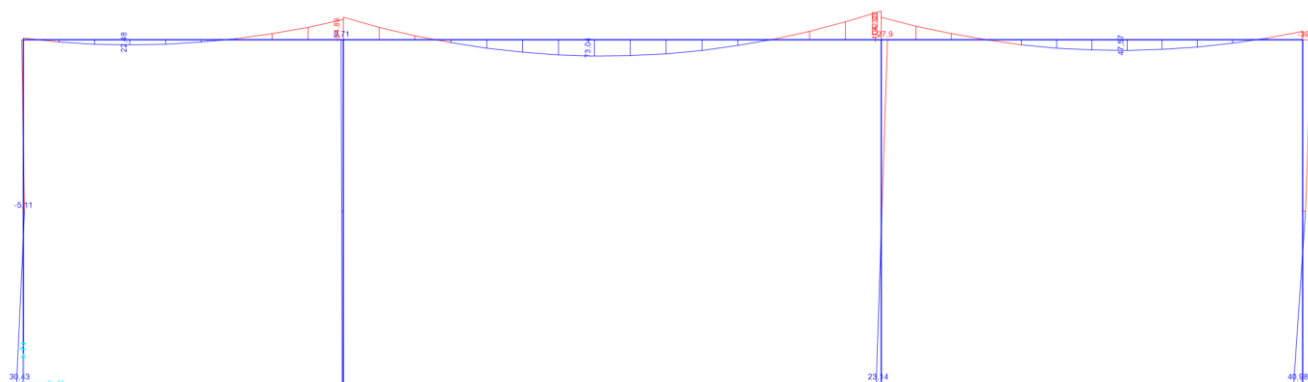
$$N \approx 203 \text{ kN};$$

$$M \approx 23 \text{ kNm};$$

$$V \approx 10 \text{ kN};$$



Combinazione allo SLU – Andamento dello sforzo normale di compressione



Combinazione allo SLU – Andamento del momento flettente di compressione

Per la colonna di destra:

$N \approx 73 \text{ kN}$;

$M \approx 40 \text{ kNm}$;

$V \approx 30 \text{ kN}$;

Si effettua la verifica a instabilità per presso – flessione della colonna di destra e a compressione semplice per la colonna centrale.

Verifica di instabilità per presso – flessione della colonna di estremità

La coppia di sollecitazioni a presso – flessione è:

$N \approx 73 \text{ kN}$

$M_A = 40 \text{ kNm}$;

Visto che la distribuzione delle azioni flettenti lungo l'asta è a farfalla ($M_A = 40 \text{ kNm}$, $M_B = 39 \text{ kNm}$), è necessario riferirsi a un valore di momento opportuno, costante lungo tutta l'asta M_{eq} . Si assume pari a:

$M_{eq} = 0,4 \times M_A = 0,4 \times 40 = 16 \text{ kNm}$.

Ricordando che nel caso di asta del tipo HEB 240 si ha:

$f_{yd} = 262 \text{ MPa}$;

$\lambda_p = \pi \times (E/275)^{0,5} \approx 87$.

$f_{yd} = 262 \text{ MPa}$;

$A = 10.600 \text{ mm}^2$;

$W_{pl} = 1.053.150 \text{ mm}^3$;

$EI = 210.000 \times 112.593.000 = 2,36445 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$;

$\lambda = L_c / \rho = 960 / 6,08 \approx 53$;

$N_{cr} = \pi^2 EI / L_c^2 = 10 \times 2,36445 \times 10^{13} / 9600^2 \approx 2.566 \text{ kN}$;

$\chi = 0,89$;

In termini tensionali, la verifica di stabilità è la seguente (nel caso in esame, data la geometria dell'asta non si conduce la verifica ad instabilità laterale):

$$\frac{N}{\chi A} + \frac{M_{eq}}{W_{pl} \left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)} \leq f_{yd}$$

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



Sostituendo ai simboli i valori si ha:

$$\frac{73.000}{0,2521 \times 10.600} + \frac{16 \times 10^6}{1.053.150 \left(1 - \frac{73.000}{2.566.000}\right)} \approx 27 + 16 = 43 \text{ MPa} < f_{yd} = 262 \text{ MPa}$$

Con un rapporto domanda su capacità D/C $\approx 0,16$, per cui la verifica risulta soddisfatta rispetto all'instabilità flessionale.

Verifica per tensioni normali e tangenziali

Si procede alla verifica per tensioni normali e tangenziali, nella sezione di incastro alla base, dal momento che anche lo sforzo di taglio non è trascurabile. Le sollecitazioni valgono:

 $N \approx 73 \text{ kN}$ $M_A = 40 \text{ kNm};$ $V \approx 30 \text{ kN};$

La massima tensione normale vale:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{pl}} = \frac{73.000}{10.600} + \frac{40 \times 10^6}{1.053.150} \approx 7 + 38 = 45 \text{ MPa}$$

La massima tensione tangenziale vale (considerando che l'area a taglio per una sezione a I è pari approssimativamente all'area dell'anima):

$$\tau = \frac{V}{A_v} = \frac{2 \times 30.000}{240 \times 10} = 25 \text{ MPa}$$

Applicando il criterio di resistenza di Von Mises si ha:

$$\sigma = \frac{\sigma}{f_{yd}} + \frac{\tau}{f_{yd}/\sqrt{3}} = \frac{45}{262} + \frac{25}{151} \approx 0,33 < 1$$

La verifica risulta soddisfatta.**Verifica a instabilità a flessione-torsione**

La verifica viene condotta controllando, nel piano normale a quello di flessione, la stabilità dell'ala compressa ipotizzata isolata dall'anima. Tale approccio ha significato indicativo, sicuramente utile per il proporzionamento, e non sostituisce le più articolate verifiche da normativa, proprie della fase progettuale di dettaglio.

La snellezza λ_F dell'ala isolata viene valutata come:

$$\lambda_F = L_F / b_F \times 12^{0,5} = 1450 / 240 \times 12^{0,5} \approx 21.$$

con L_F distanza fra due ritegni torsionali consecutivi (rappresentati dalle travi secondarie) e b_F larghezza dell'ala del profilato.

La verifica estesa a instabilità flessione-torsionale si può omettere dal momento che la tensione nell'ala compressa, associata al massimo valore di momento flettente, soddisfa la seguente relazione dimensionale (esprimendo le forze in Newton e le lunghezze in mm):

$$\sigma = 45 \text{ MPa} < 432 \times f_{yd}^{0,5} / \lambda_F = 432 \times 262^{0,5} \times 21 = 147 \text{ MPa}.$$

Verifica di instabilità per compressione assiale della colonna centrale

Per la colonna centrale si può trascurare il momento flettente per cui si ha:

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



$N = 203 \text{ kN} = 203.000 \text{ N}$.

Da cui si ottiene che:

$\sigma = \omega \times N / A = 3,9673 \times 203.000 / 10.600 \approx 76 \text{ MPa} < f_{yd} = 262 \text{ MPa}$.

La verifica a instabilità per compressione semplice è soddisfatta.

Al fine di validare il predimensionamento delle colonne effettuato, si vuole valutare lo spostamento laterale del generico telaio estratto dalla struttura degli spogliatoi e verificarne la compatibilità con gli spostamenti limite ammessi dalle NTC 2018.

Verifica dello spostamento laterale della costruzione

Le NTC 2018 al § 4.2.4.2.2 "Spostamenti laterali" prescrivono che negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le **combinazioni caratteristiche delle azioni** devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XIII delle stesse NTC 2018.

Nel caso in esame, il limite di deformabilità per la costruzioni soggetta ad azioni orizzontali, ossia lo spostamento limite, è pari a:

$\Delta = H / 300$.

Si effettua tale verifica considerando la seguente combinazione caratteristica dei carichi, con l'azione predominante il vento e le azioni gravitazionali considerate con i coefficienti favorevoli al fine di minimizzarne l'entità.

COMBINAZIONE SLE – Azione del vento predominante

Azioni trasmesse in copertura sulle travi secondarie:

$Q_{SLE} = G_{1k} + G_{2k} + Q_N + \psi_{02} Q_{ES} + \psi_{03} Q_v = 25 + 100 + 140 + 0 \times 50 + 0,6 \times 90 = 319 \text{ daN/m}^2$.

Considerando che l'interasse fra i portali in direzione Y (quella più esposta al vento) vale $i \approx 7,5 \text{ m}$, si ha:

$q_{SLE} = Q_{SLE} \times i = 319 \times 7,5 = 2.393 \text{ daN/m} \approx 24 \text{ kN/m}$.

Si trascura in tale fase di dimensionamento il contributo delle travi secondarie e principali.

Ottenuto il carico uniformemente distribuito sulla trave del portale si determinano le azioni distribuite orizzontali che rappresentano l'effetto dell'azione del vento.

Azioni orizzontali trasmesse sulle colonne (vento azione predominante):

Le azioni orizzontali uniformemente distribuite prodotte dal vento e opportunamente fattorizzata mediante i coefficienti di combinazione valgono:

$q_{1,SLE} = \gamma_{Q1} \times p_1 \times i_c = 1,0 \times 0,8 \times 7,5 = 6,0 \text{ kN/m}$ (si intendono **positive** le pressioni dirette **verso l'interno** delle costruzioni);

$q_{2,SLE} = \gamma_{Q1} \times p_2 \times i_c = 1,0 \times (-0,4) \times 7,5 = -3,0 \text{ kN/m}$ (si intendono **negative** le pressioni dirette **verso l'esterno** delle costruzioni).

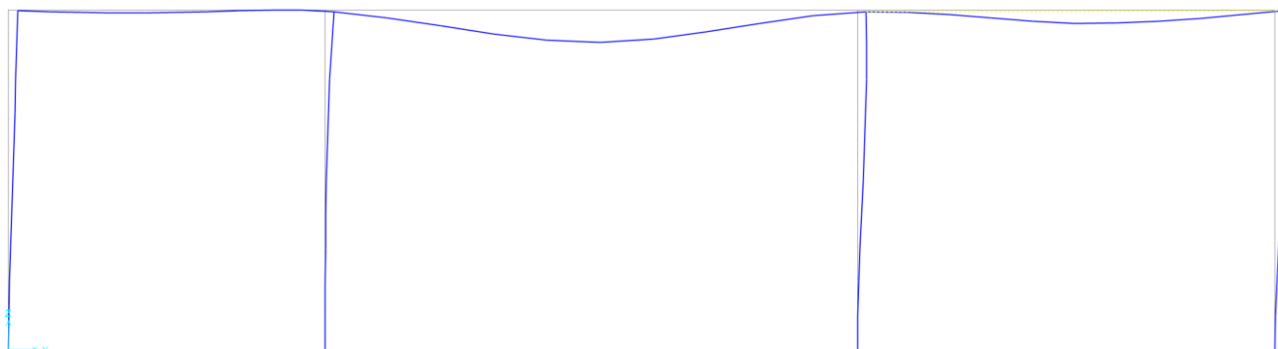
Il massimo spostamento laterale vale:

$\Delta \approx 2,1 \text{ mm}$;

Lo spostamento laterale limite, come detto vale: $H/300$, per cui si ha:

$\Delta \approx 2,1 \text{ mm} < H / 300 = 4.800 / 300 = 16 \text{ mm}$.

La verifica risulta soddisfatta.



Verifica del portale soggetto all'azione sismica

Nel precedente paragrafo è stata valutata l'azione sismica nell'ipotesi di analisi statica lineare, determinando che la forza sismica complessiva:

$$F_h = S_d(T_1) W/g = 0,812 \times 400 \text{ kN} \approx \mathbf{325 \text{ kN}}.$$

A tale azione orizzontale corrisponde la combinazione verticale dei carichi in presenza di sisma che vale

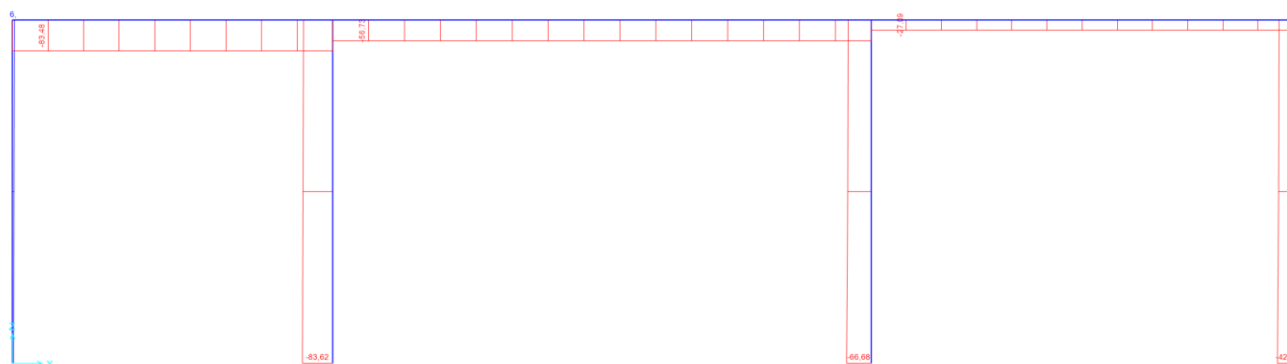
$$G_{COP} = G_{1k} + G_{2k} = 25 + 100 = 125 \text{ daN/m}^2 = 1,25 \text{ kN/m}^2;$$

Si vuole, in sede di predimensionamento, verificare il portale soggetto al carico distribuito sulla trave g e alla forza sismica che gli compete F :

$$g = G_{COP} \times i = 125 \times 7,5 = 937,5 \text{ daN/m} = \mathbf{9,4 \text{ kN/m}}$$
 (il peso proprio di travi e colonne sarà considerato in automatico dal software di calcolo);

$$F = F_h / n_{PORTALI} = 325 / 3 \approx \mathbf{108 \text{ kN}}.$$

Effettuando le analisi, si hanno i seguenti risultati:



Azione Sismica allo SLV – Andamento dello sforzo normale

Si riporta anche la deformata del telaio, dalla quale si evince uno spostamento laterale per sisma allo SLV pari a circa 2 cm.

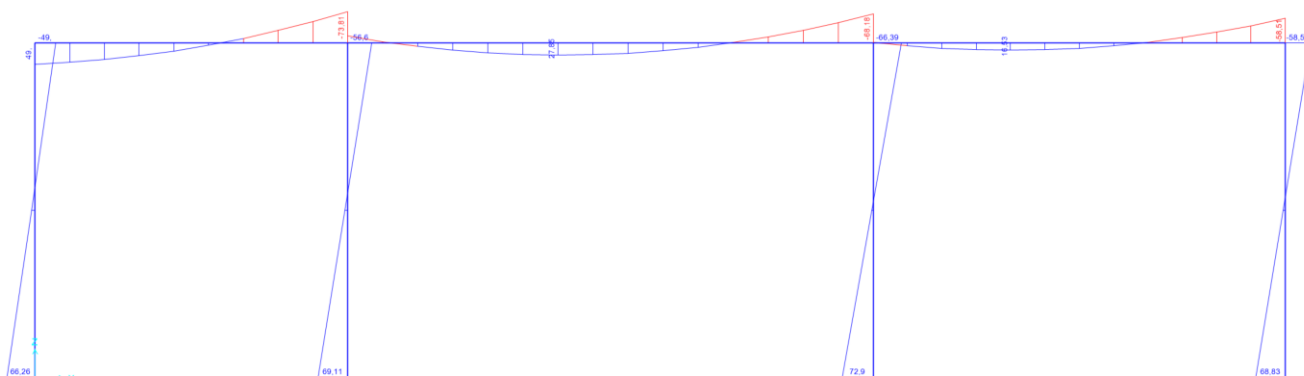
In definitiva, come si vede dalla deformata e dalle sollecitazioni sulle aste, l'azione sismica è abbastanza paragonabile all'azione da vento (sulle colonne aumenta l'azione flettente ma diminuisce la compressione assiale), per cui non modifica il dimensionamento effettuato.

RTP ing. Giuseppe Sabella (capogruppo)

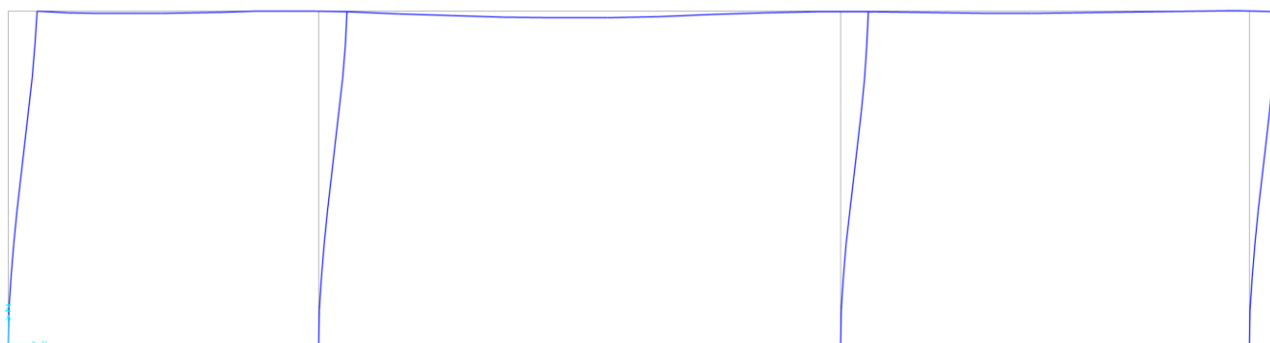
sede legale: via Napoli n. 59, 85042, Lagonegro (PZ)

sede operativa: Galleria Umberto I, n. 50, 80132, Napoli (NA)

appalti@sabella.cloud ;



Azione Sismica allo SLV – Andamento del momento flettente



Infine, una considerazione sull'orientamento delle colonne: l'orientamento finale è stato selezionato in modo da ottenere due obiettivi: 1) fare sì che i primi due modi della struttura fossero traslazionali; 2) rendere molto prossimi i primi due periodi di vibrazione della struttura.



3 CONSIDERAZIONI FINALI

3.1 Caratteristiche modali della struttura spogliatoi

I dati ottenuti dall'analisi modale al software sono riportati nella seguente tabella:

Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	0,41	0%	95%	0,0
2	0,38	97%	0%	0,0
3	0,30	0%	0%	98%

Si evince che il primo modo di vibrazione vale $T_1 = 0,41$ s cui corrisponde la traslazione lungo l'asse Y è molto prossimo al secondo modo di vibrazione. Inoltre si vede che i primi 3 modi della struttura sono praticamente disaccoppiati.

Si evidenzia che sebbene il valore realistico di $T_1 = 0,41$ s sia superiore a quello calcolato in prima approssimazione (pari a 0,28 s), la sostanza non cambia dal momento che tale valore ricade sempre nell'intervallo $[T_B, T_C]$, cui corrisponde l'accelerazione spettrale del plateau.

Tuttavia con il software è possibile ricavare con maggiore precisione il peso sismico della struttura, dal momento che è possibile considerare in automatico il peso di tutte le membrature portanti.

Per tale ragione si effettua una verifica fra il peso sismico calcolato manualmente con quello del programma di calcolo:

$W_{MAN} = 520$ kN;

$W_{SOFT} = 574$ kN.

Scarto: $(520 - 574) / 574 \times 100 \approx 9\%$, per cui l'errore è ingegneristicamente trascurabile.

Per cui si ribadisce che l'azione sismica vale:

$F_h = S_d(T_1) W/g = 0,6238 \times 574$ kN ≈ 360 kN.