

**RELAZIONE DI CALCOLO DI UN EDIFICIO IN CALCESTRUZZO ARMATO
DI SETTE PIANI IN OFFIDA (ASCOLI PICENO)**

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI ROMA
TOR VERGATA**

**CORSO DI STRUTTURE SPECIALI
ANNO 2016/2017**

PROFESSORE: DONATO ABRUZZESE



INDICE

Capitolo 1: Descrizione dell'opera

1.1 – Descrizione del luogo di costruzione.....	1
1.2 – Descrizione dell'edificio.....	2

Capitolo 2: Normativa di riferimento..... 6

Capitolo 3: Relazione sui materiali

3.1 – Analisi del cls.....	7
3.2 – Analisi dell'acciaio.....	8

Capitolo 4: Predimensionamento del telaio spaziale

4.1 – Predimensionamento del solaio	
Altezza del solaio secondo il criterio di deformabilità.....	9
Altezza del solaio: vincolo delle travi a spessore.....	9
Geometria trasversale travetto con minimi da normativa.....	13
Verifica in TA a flessione del solaio considerato.....	14
4.2 – Predimensionamento geometrico della scala.....	21
4.3 – Predimensionamento geometrico in TA delle travi	
4.3.1 – Travi a spessore.....	23
4.3.2 – Travi emergenti.....	26
4.4 – Predimensionamento dei pilastri.....	29
4.5 – Verifica fattibilità fondazioni e predimensionamento.....	41

Capitolo 5: Dimensionamento dell'armatura del solaio e verifica

5.1 – Solaio di copertura	
5.1.1 – Travetto GG': travetto ad asse inclinato.....	49
5.2 – Solaio di interpiano tipo	
5.2.1 – Sbalzo laterale e sbalzo d'angolo	
5.2.1.1 Sbalzo laterale.....	56
5.2.1.2 Sbalzo d'angolo.....	63
5.2.2 – Travetto MM'.....	66
5.2.3 – Travetto NN'.....	72
5.2.4 – Travetto II'.....	78
5.2.5 – Travetto OO'.....	83
5.3 – Solaio tra piano terra e piano primo	
5.3.1 – Travetto PP'.....	88
5.3.2 – Sbalzo d'angolo.....	94
5.3.3 – Sbalzo laterale.....	98

Capitolo 6: Dimensionamento telaio spaziale

6.1 – Modello strutturale spaziale.....	103
6.2 – Combinazione delle azioni.....	104
6.3 – Analisi dei carichi	
6.3.1 – Carico da vento.....	105

6.3.2 – Azione sismica con analisi statica lineare.....	112
---	-----

Capitolo 7: Progetto elementi del telaio spaziale

7.1 – Trave emergente A e trave a spessore 3.....	119
7.1.1 – Armatura longitudinale delle travi.....	122
7.1.2 – Armatura a taglio delle travi.....	125
7.2 – Progetto armatura pilastrata A3.....	135
7.2.1 – Progetto armatura longitudinale pilastrata A3.....	140
7.2.2 – Progetto armatura trasversale pilastrata A3.....	146
7.3 – Progetto armatura pilastrata B3.....	150
7.3.1 – Progetto armatura longitudinale pilastrata B3.....	150
7.3.2 – Gerarchia delle resistenze trave-pilastro.....	157
7.3.3 – Progetto armatura trasversale pilastrata B3.....	162
7.4 – Progetto armatura della trave di fondazione A.....	166
7.4.1 – Progetto armatura longitudinale trave rovescia A	167
7.4.2 – Progetto armatura a taglio trave rovescia A.....	169
7.4.3 – Progetto dell'armatura dell'ala.....	170

CAPITOLO 1: DESCRIZIONE DELL'OPERA

1.1 - DESCRIZIONE DEL LUOGO DI COSTRUZIONE

Si intende studiare un edificio ubicato ad Offida (provincia di Ascoli Piceno, Marche).

Il comune è ad una quota di circa 300 m slm ed ad una distanza dalla costa del Mare Adriatico compresa tra i 15 km e i 20 km.



Il contesto in cui sorge l'edificio è un'area urbana di piccole dimensioni in cui meno del 15% degli edifici supera 15 m di altezza, ovvero è classificabile con una classe di rugosità B.

Il comune insiste nella "zona vento" 3 ed è in "zona sismica" 2 (zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti; a_g è compresa tra 1.5 e 2.5).

In assenza di analisi specifiche ammettiamo che:

- la categoria del sottosuolo sia classificabile come B secondo la definizione in tab. 3.2.II delle NTC'08 (*rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa*).
- le condizioni topografiche siano classificabili entro la categoria T4 della tab. 3.2.IV NTC'08 e che il terreno sia sulla cresta del rilievo.

1.2 - DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

L'edificio è destinato a negozi per il piano terra ed a residenziale per tutti i restanti piani.

La struttura portante dell'edificio è pensata come un telaio bidirezionale in c.a. gettato in opera di 6 piani fuori terra più il sottotetto.

Nell'analisi dell'edificio si assumerà una classe di duttilità della struttura CD B (classe di duttilità bassa).

Descrizione geometrica in pianta:

Il piano tipo del manufatto ha le seguenti dimensioni in pianta:

- LUNGHEZZA IN DIREZIONE X di 23.9 m

- LUNGHEZZA IN DIREZIONE Y di 14.7 m

Rispetto al filo dell'edificio:

- il piano primo è circondato da un balcone continuo per tutto il perimetro e sporgente per 2.20 m;

- i piani successivi presentano dei balconi che sporgono per 1.70 m.

L'edificio rispetta i requisiti di regolarità in pianta definiti dalla NTC'08 nella sezione 7.2.2.

$$\begin{array}{llll} l_{AB} := 4.7\text{m} & l_{12} := 5.1\text{m} & l_{sb_cop} := 2.2\text{m} & l_{bal_1} := 4.0\text{m} \\ l_{BC} := 5.0\text{m} & l_{23} := 4.8\text{m} & l_{sb_bal} := 1.7\text{m} & l_{bal_2} := 8.0\text{m} \\ l_{CD} := 4.5\text{m} & l_{34} := 4.8\text{m} & l_{sb} := 2.2\text{m} & \\ l_{DE} := 5.0\text{m} & & & \\ l_{EF} := 4.7\text{m} & & & \end{array}$$

Descrizione geometrica in altezza:

L'interpiano tra estradosso piano terra ed estradosso piano primo è 4,40m, mentre i restanti interpiani sono di 3.20m.

La copertura si costituisce di due falde spioventi con un angolo di 21° in direzione Y. Rispetto al filo dell'edificio la copertura sporge di 2,20 m in tutte le direzioni rispetto al filo dell'edificio. L'altezza massima dell'edificio (colmo della falda-terra) è di 26,7 m.

L'edificio rispetta i requisiti di regolarità in altezza definiti dalla NTC'08 nella sezione 7.2.2.

Le altezze di seguito indicate rappresentano:

- per H_0 la distanza tra piano di appoggio delle travi di fondazione e il piano di calpestio del piano terra;

- le distanze tra gli estradossi della soletta degli interpiani;

- per H_8 la distanza tra l'estradosso dell'ultima soletta di interpiano e il colmo dell'estradosso della soletta di copertura.

$$H_0 := 1.8\text{m}$$

$$H_1 := 4.4\text{m}$$

$$H_2 := 3.2\text{m}$$

$$H_3 := 3.2\text{m}$$

$$H_4 := 3.2\text{m}$$

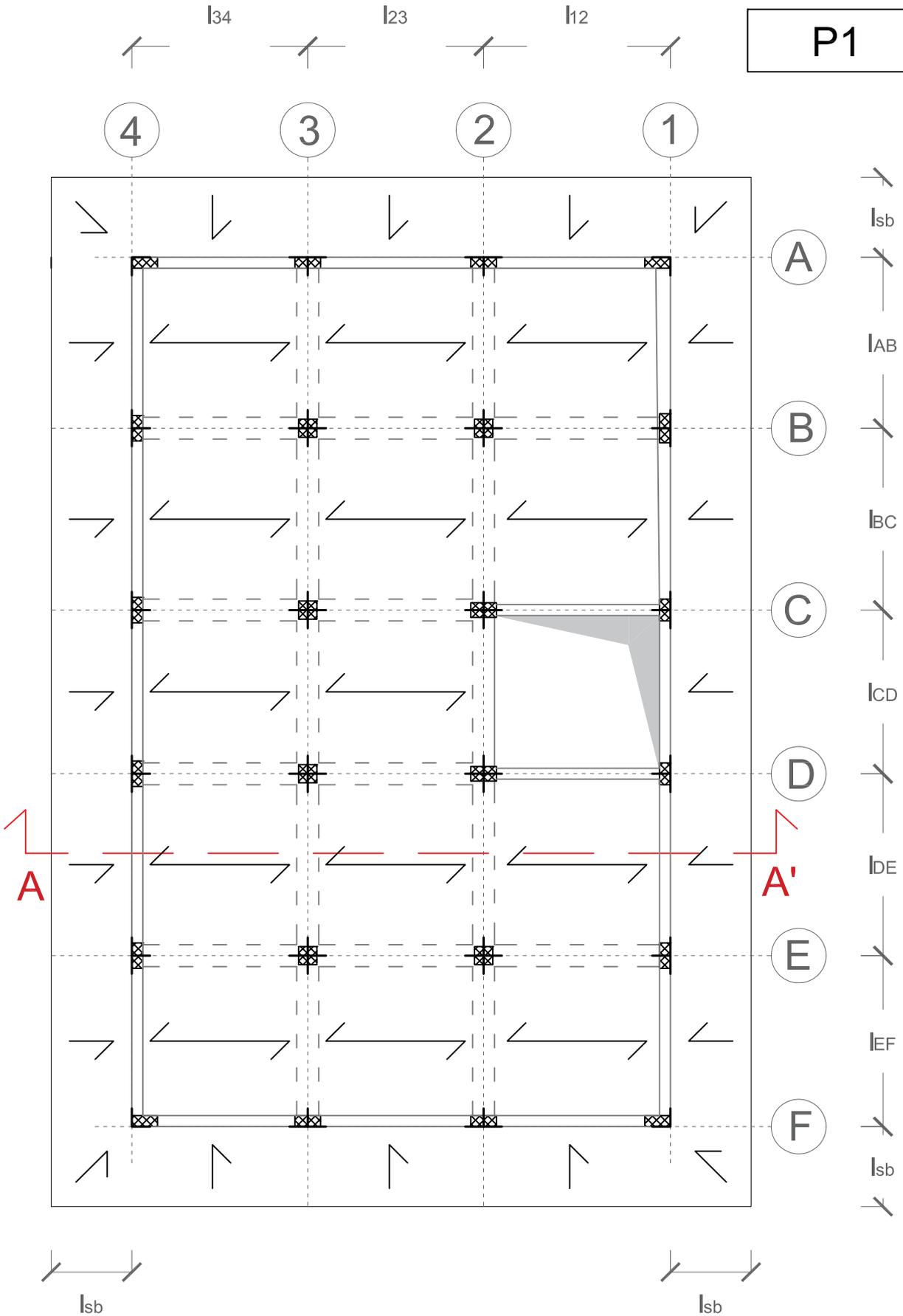
$$H_5 := 3.2\text{m}$$

$$H_6 := 3.2\text{m}$$

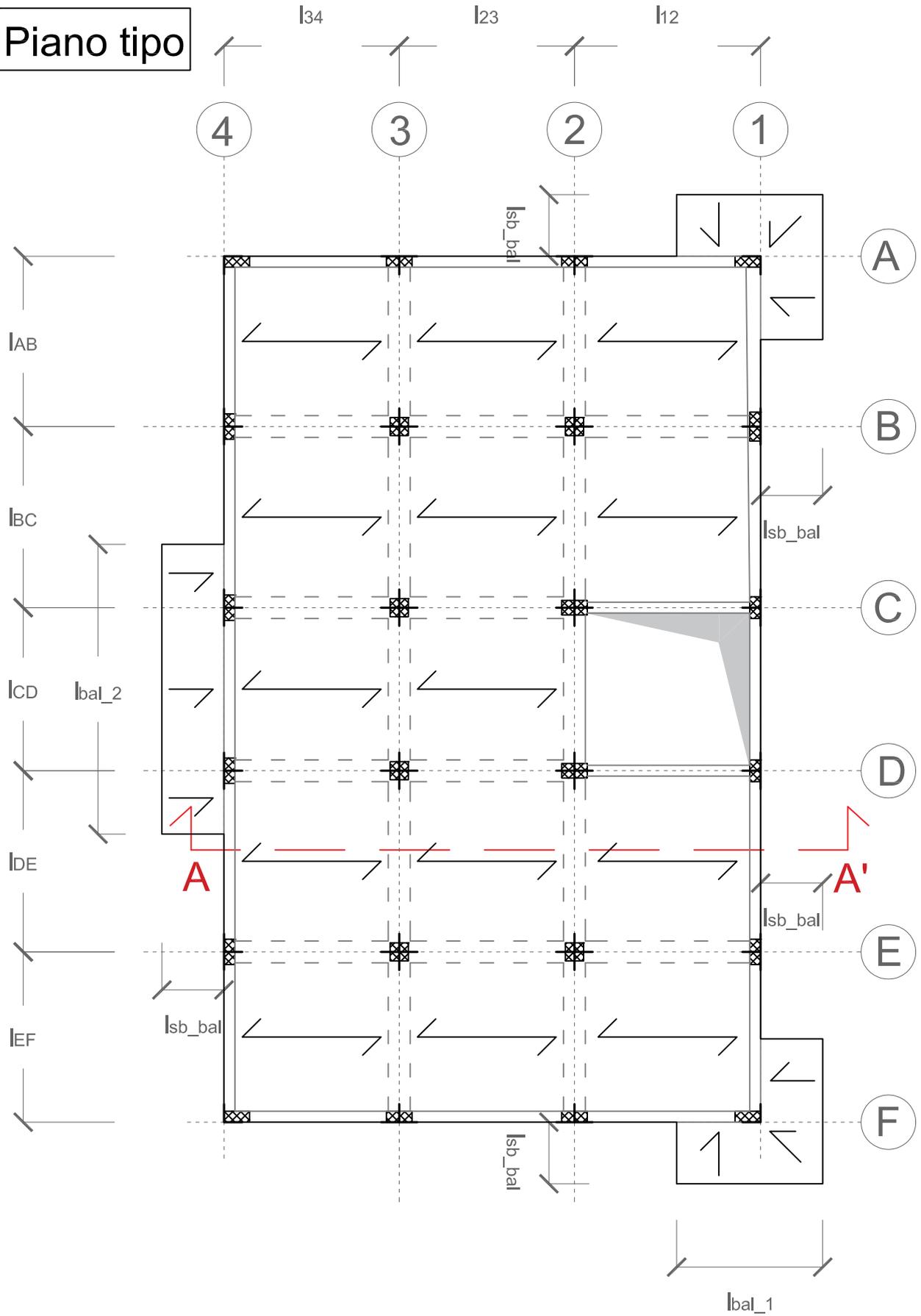
$$H_7 := 3.2\text{m}$$

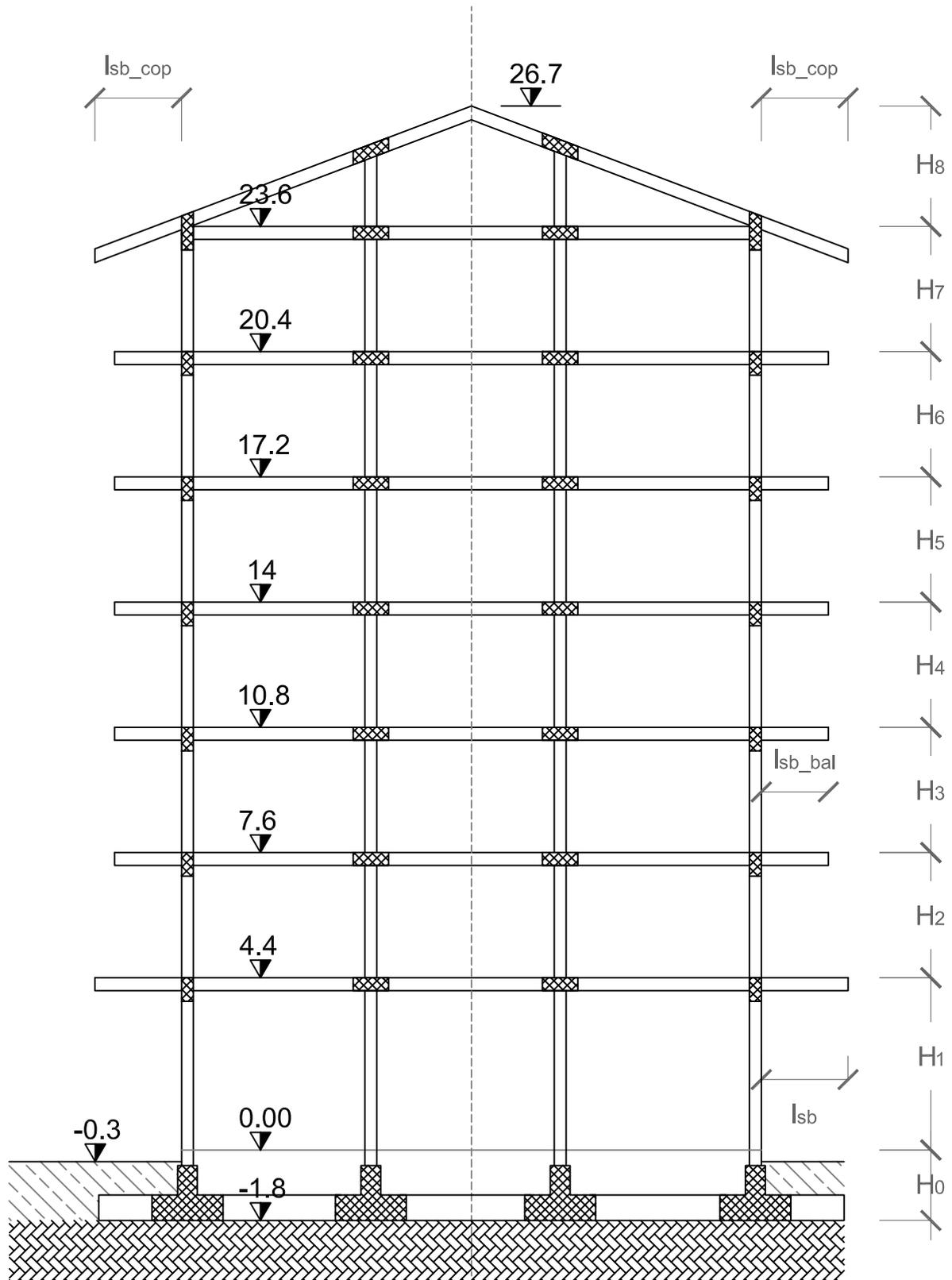
$$H_8 := 3.1\text{m}$$

P1



Piano tipo





sez. A A'



CAPITOLO 2: NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la progettazione dell'edificio si impiegheranno le seguenti normative attuali:

- D.M. 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 617 del 2/02/2009, Istruzioni per l'applicazione del D.M. 14 gennaio 2008;

Per il predimensionamento della struttura si farà riferimento ai documenti qui di seguito elencati:

- D.M. 9 gennaio 1996 (G.U. 5/2/1996, n° 29), Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche (da utilizzarsi nel calcolo col metodo agli stati limite);

CAPITOLO 3: RELAZIONE SUI MATERIALI

Poichè l'area in cui dovrà essere realizzato l'edificio è esente da particolari condizioni ambientali, la scelta cadrà su un calcestruzzo ordinario, comunemente impiegato nelle costruzioni.

I materiali adottati saranno i seguenti:

- Calcestruzzo con classe di resistenza C25/30
- Acciaio B450C

3.1 - ANALISI DEL CALCESTRUZZO

Si impiegherà un legame tensione-deformazione del calcestruzzo di tipo parabola-rettangolo.

Resistenza cubica caratteristica a compressione:

$$R_{ck} := 35 \text{MPa}$$

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione:

$$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck}$$

Resistenza cilindrica a compressione di progetto:

$$\gamma_{cls} := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_{cls}} \cdot \alpha_{cc} = 16.462 \cdot \text{MPa}$$

Resistenza cilindrica a compressione media:

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \cdot \text{MPa} = 37.05 \cdot \text{MPa}$$

Modulo elastico medio del cls; valido sia in trazione che in compressione:

$$E_c := 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \cdot \text{MPa}^{0.7} = 3.259 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

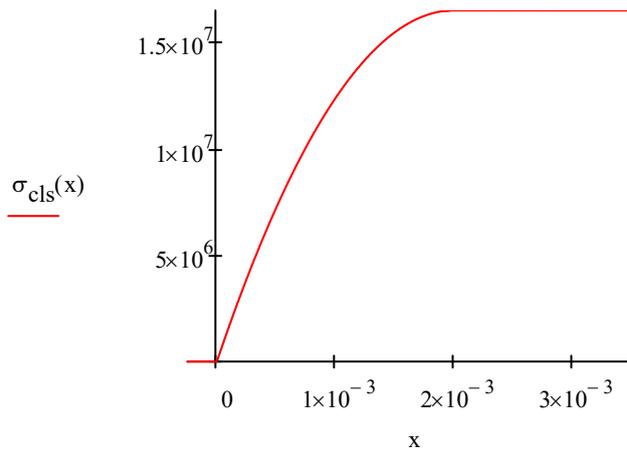
Deformazioni caratteristiche del calcestruzzo

$$\epsilon_{c2} := \frac{2}{1000}$$

$$\epsilon_{cu} := \frac{3.5}{1000}$$

Legame costitutivo del cls allo stato post-fessurato:

$$\sigma_{cls}(\epsilon) := \begin{cases} 0 & \text{if } \epsilon < 0 \\ \left[f_{cd} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c2}} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right] \right] & \text{if } 0 < \epsilon \leq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{if } \epsilon_{c2} < \epsilon \leq \epsilon_{cu} \\ 0 & \text{if } \epsilon > \epsilon_{cu} \end{cases}$$



3.2 - ANALISI DELL'ACCIAIO

Resistenza caratteristica a snervamento:

$$f_{yk} := 450 \cdot \text{MPa}$$

Resistenza a snervamento di progetto:

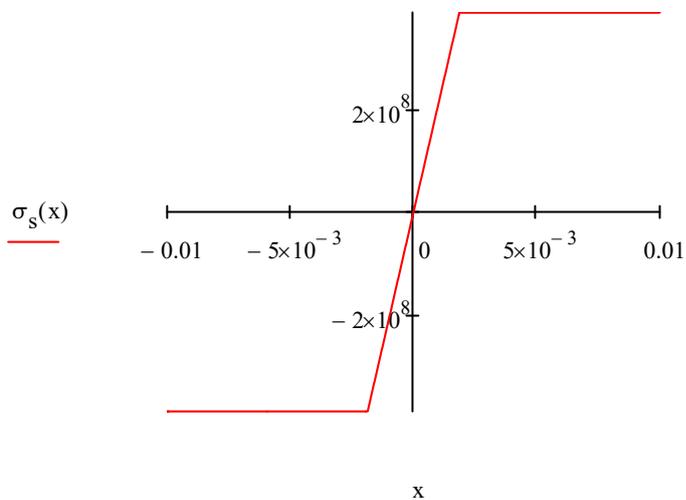
$$\gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.304 \cdot \text{MPa}$$

Modulo elastico dell'acciaio; valido in trazione e compressione:

$$E_s := 210000 \cdot \text{MPa} \quad \epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 1.863 \times 10^{-3}$$

Legame costitutivo dell'acciaio:

$$\sigma_s(\epsilon) := \begin{cases} (-f_{yd}) & \text{if } \epsilon \leq -\epsilon_{yd} \\ (E_s \cdot \epsilon) & \text{if } -\epsilon_{yd} < \epsilon \leq \epsilon_{yd} \\ f_{yd} & \text{if } \epsilon > \epsilon_{yd} \end{cases}$$



CAPITOLO 4: PREDIMENSIONAMENTO DEL TELAIO SPAZIALE

Il predimensionamento degli elementi strutturali, in particolare di travi e pilastri, mi permette di definire un sistema spaziale di rigidzze prossimo a quello reale; il predimensionamento segue un flusso logico:

- 1) predimensionamento del SOLAIO;
- 2) predimensionamento delle TRAVI;
- 3) predimensionamento dei PILASTRI;
- 4) predimensionamento delle FONDAZIONI.

Per il predimensionamento in TA assumo come combinazione agente sulla struttura la combinazione caratteristica (rara) definita in 2.5.3-COMBINAZIONI DELLE AZIONI delle NTC'08:

$$G_1+G_2+P+Q_{K1}+\Psi_{02}Q_{K2}+\Psi_{03}Q_{K3}+\dots$$

4.1 - PREDIMENSIONAMENTO DEL SOLAIO:

- 1) definizione della geometria del solaio nel rispetto dei minimi da normativa;
- 2) definizione dei carichi agenti sul travetto;
- 3) definizione altezza del travetto secondo il criterio di resistenza;

ALTEZZA SOLAIO STRUTTURALE SECONDO IL CRITERIO DI DEFORMABILITA'

L'altezza minima del pacchetto strutturale del solaio secondo il criterio di deformabilità è fornita dal D.M. del 6 gennaio 1996.

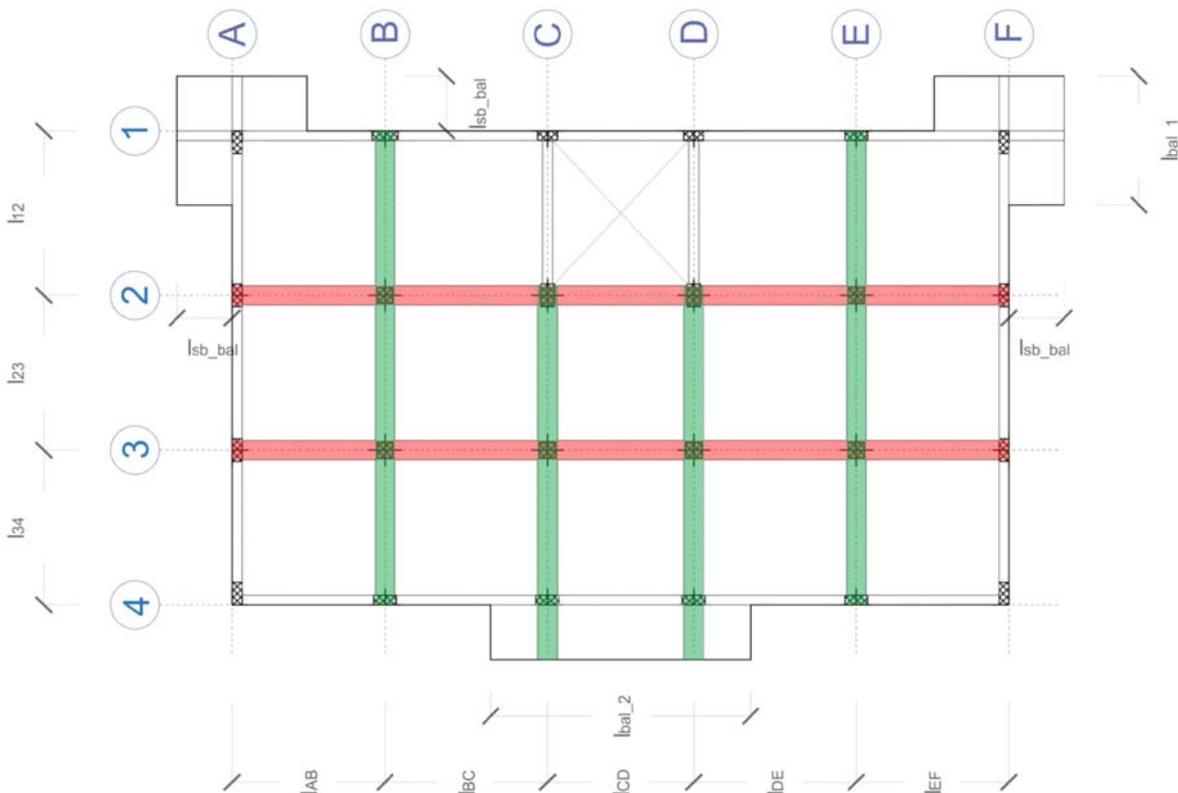
Detto l_{max} la luce maggiore del solaio:

$$l_{max} := \max(l_{12}, l_{23}, l_{34}, l_{AB}, l_{BC}, l_{CD}, l_{DE}, l_{EF}) = 5.1 \text{ m} \quad h_{min} := \frac{l_{max}}{25} = 20.4 \cdot \text{cm}$$

Ipotizzo un travetto alto **20 cm** e soletta di **5 cm**; il pacchetto strutturale del solaio ha altezza **25 cm**.

$$h_{solaio_t} := 25 \text{ cm}$$

ALTEZZA DEL SOLAIO: VINCOLO DELLE TRAVI A SPESSORE



La geometria delle travi a spessore può influenzare l'altezza del pacchetto strutturale del solaio.

Ricerca in TA l'altezza della trave a spessore per cui risulta verificata anche la condizione geometrica:

$$B_{\text{trave_spessore}} < B_{\text{pilastro}} + 2 H_{\text{trave_spessore}} \quad \text{con} \quad B_{\text{pilastro}} = 30\text{cm}$$

La dimensione minore del pilastro (30cm) si trova all'ultimo piano e i solai sono identici tra i diversi piani.

$$R_{ck} = 35 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c_amm} := 6\text{MPa} + \frac{R_{ck} - 15\text{MPa}}{4} = 11 \cdot \text{MPa}$$

FATTORE RIDUTTIVO SISMICO:

Nel predimensionare le travi si associa alla tensione resistente σ_{camm} un fattore riduttivo k per tener conto dell'azione sismica.

k è funzione del tipo di trave e della classe sismica (compresa tra 1 e 4, dove 1 indica maggiore pericolosità) associata alla località di progetto; Offida è classificata come zona sismica 2 (= zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti).

Le travi a spessore non hanno il compito di opporsi all'azione sismica e il fattore riduttivo considerato è 0.9.

$$k_{\text{offida_spessore}} := 0.9$$

$$\sigma_{c_amm_spessore} := \sigma_{c_amm} \cdot k_{\text{offida_spessore}} = 9.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s_amm} := 255\text{MPa}$$

$$n := 15 \quad \text{fattore di omogeneizzazione dell'acciaio in cls}$$

Assumo una sezione di trave a spessore doppiamente armata con $\mu = A'_s / A_s$.

Per il **calcolo del copriferro** si fa riferimento alla Eurocodice 2 (UNI EN 1992):

- vita nominale dell'edificio $V_N = 50$ anni;
- Classe strutturale S4;
- Classe di esposizione ambientale per trave interna XC1;

Il copriferro minimo è 15mm, a cui aggiungo 10mm per considerare una tolleranza di errore nell'esecuzione.

Il copriferro reale è di 2,5 cm.

Per il calcolo mi serve considerare il baricentro dell'armatura longitudinale; considerando la presenza di staffe, ovvero ferri piegati da 10mm, e di usare barre longitudinali da 16mm:

$$\delta = \delta_{\text{nom}} + \Phi_{10\text{mm}} + (\Phi_{16\text{mm}})/2 = 2,5\text{cm} + 1\text{cm} + 0,8\text{cm} = \mathbf{4,3\text{cm}}$$

Considero l'altezza della trave pari a quella del solaio e con le formule del modello delle T.A. ricerco la base necessaria alla trave a spessore soggetta a flessione semplice:

$$\mu_{\text{tentativo_trave}} := 0.5$$

$$\delta_{\text{trave_spessore}} := 4.3\text{cm}$$

$$\alpha_{\text{trave}}(d_{\text{trave}}) := \frac{\delta_{\text{trave_spessore}}}{d_{\text{trave}}}$$

$$s_{\text{trave}} := \frac{n \cdot \sigma_{c_amm_spessore}}{n \cdot \sigma_{c_amm_spessore} + \sigma_{s_amm}} = 0.368$$

$$r_{trave}(d_{trave}) := \sqrt{\frac{1}{\sigma_{c_amm} \cdot \frac{s_{trave}}{2} \left[1 - \frac{s_{trave}}{3} + \frac{1 - \alpha_{trave}(d_{trave})}{\left(\frac{1 - s_{trave}}{1 - \alpha_{trave}(d_{trave})} \right) \cdot \frac{1}{\mu_{tentativo_trave}} - 1 \right]}}$$

$$b_{trave}(d_{trave}, M_{trave}) := \frac{M_{trave}}{\left(\frac{d_{trave}}{r_{trave}(d_{trave})} \right)^2}$$

ANALISI DEI CARICHI SOPPORTATI DALLA TRAVE A SPESSORE PER OTTENERE M_{TRAVE}

Assumo la trave a spessore alta 25cm come il pacchetto strutturale del solaio e calcolo il carico al mq agente sul solaio (mattonato, massetto, travetto, pignatta, intonaco, incidenza tramezzi e carico variabile):

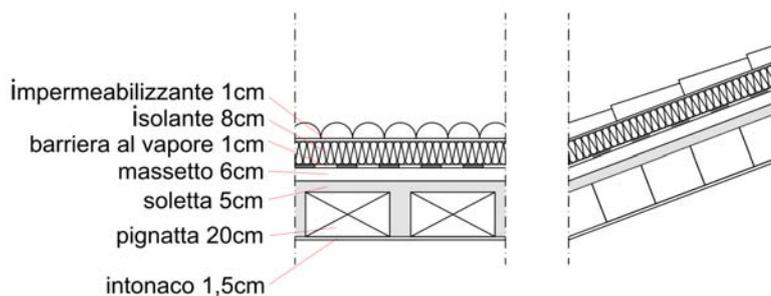
$$h_{trave} := h_{solaio_t} = 25 \cdot \text{cm}$$

$$d_{trave} := h_{trave} - \delta_{trave_spessore} = 20.7 \cdot \text{cm}$$

GEOMETRIA SPESSORI AGGIUNTIVI AL SOLAIO E NON STRUTTURALI

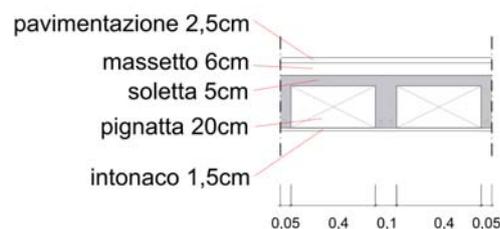
1) Stratificazione solaio di copertura (42.5 cm):

- tegole;
- impermeabilizzante di 1 cm;
- isolante in sughero di 8 cm;
- barriera al vapore in PVC di 1 cm
- massetto in cls alleggerito di 6 cm;
- solaio strutturale di 25 cm;
- intonaco di 1.5 cm;



2) Stratificazione solaio tipo di interpiano (35 cm):

- pavimentazione in marmo di 2.5 cm;
- massetto in cls alleggerito di 6 cm;
- solaio strutturale di 25 cm;
- intonaco di 1.5 cm;



3) Stratificazione solaio tipo del balcone (31 cm):

- pavimentazione in cotto di 1.5 cm;
- massetto in cls alleggerito di 7 cm;
- solaio strutturale di 21 cm (con travetto 16cm + soletta 5cm);
- intonaco di 1.5 cm;

CALCOLO DEL CARICO DISTRIBUITO PER UN SOLAIO INTERNO DI UN PIANO TIPO INTERMEDIO:

$$\begin{aligned}
 q_{\text{solaio}} := & 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (2.5\text{cm}) \dots && \text{pavimentazione in marmo} \\
 & + 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (6\text{cm}) \dots && \text{massetto per passaggio tubazioni} \\
 & + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left[5\text{cm} + \left(2 \cdot \frac{10\text{cm}}{1\text{m}} \right) \cdot 20\text{cm} \right] \dots && \text{soletta e travetti in c.a.} \\
 & + 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left[\left(2 \cdot \frac{40\text{cm}}{1\text{m}} \right) \cdot 20\text{cm} \right] \dots && \text{pignatte} \\
 & + 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (1.5\text{cm}) \dots && \text{intonaco} \\
 & + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \dots && \text{massimo carico distribuito da tramezzi secondo NTC 08} \\
 & + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \dots && \text{carico distribuito variabile}
 \end{aligned}$$

$$q_{\text{solaio}} = 9.27 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{carico verticale al metro quadrato}$$

$$\frac{l_{12} + l_{23}}{2} = 4.95 \text{ m} \quad \text{massima linea di influenza della trave a spessore}$$

Per tenere conto del peso proprio della trave a spessore nel calcolo del carico lineare sulla trave a spessore aumento il carico derivante dall'area di influenza del 10%.

$$p_{\text{trave}} := \left[q_{\text{solaio}} \cdot \left(\frac{l_{12} + l_{23}}{2} \right) \right] \cdot 1.1 = 50.475 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Otengo quindi:

$$M_{\text{trave}} := \frac{p_{\text{trave}} \cdot l_{\text{BC}}^2}{10} = 126.188 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Base massima della trave a spessore per ridistribuzione delle tensioni:

$$2 \cdot h_{\text{trave}} + 30\text{cm} = 80\text{cm}$$

Base della trave a spessore da calcolo:

$$b_{\text{trave}}(d_{\text{trave}}, M_{\text{trave}}) = 65.889 \cdot \text{cm}$$

La trave a spessore ha altezza 25cm e base 70cm.

Acquisita la geometria, verifico il peso proprio della trave a spessore:

$$P_{\text{trave_spessore}} := (0.7\text{m}) \cdot (0.25\text{m}) \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.375 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Il valore è inferiore a quello considerato aumentando del 10% il carico derivante dall'area di influenza.

La trave a spessore non vincola la altezza dei travetti:

- per il travetto di interpiano e di copertura si assume un'altezza di 25cm.

- per il travetto del balcone si assume un'altezza di 21cm.

Si impiega un solaio in latero-cemento e, in quanto l'edificio si colloca in zona sismica, la soletta è almeno da 4 cm per ottenere un solaio infinitamente rigido rispetto alle azioni orizzontali: si assume una soletta di 5 cm.

Il vincolo delle travi a spessore, fornisce un valore minimo per l'altezza del solaio interno e del solaio del balcone (assunto 4cm più piccolo del primo):

$$h_{\text{solaio}} := 25\text{cm}$$

$$h_{\text{solaio_bal}} := 21\text{cm}$$

GEOMETRIA TRASVERSALE DEL TRAVETTO CON I MINIMI DA NORMATIVA

Dalla Circolare del 2 febbraio 2009 le parti del solaio devono rispettare:

- 1) L'interasse dei travetti deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta;
- 2) La larghezza dei travetti non può essere inferiore sia ad 1/8 del loro interasse sia ad 80 mm;
- 3) La dimensione massima della pignata non maggiore di 520 mm;

$$\text{interasse_max_travetti} := 15 \cdot (5\text{-cm}) = 75\text{-cm}$$

- 1) L'interasse dei travetti è assunto di 50 cm.

$$\text{larghezza_min_travetto} := \frac{(50\text{cm})}{8} = 6.25\text{-cm}$$

- 2) La larghezza dei travetti è assunta di 10 cm.

- 3) La dimensione della pignata è assunta di 40 cm:

- pignata copertura e interno 20x40x25

- pignata del balcone 16X40X25

$$b_{\text{travetto}} := 10\text{cm}$$

$$b_{\text{pignata}} := 40\text{cm}$$

VERIFICA IN TA A FLESSIONE DEL SOLAIO CONSIDERATO

ANALISI DEI CARICHI RISPETTO AL METRO DI SEZIONE TRASVERSALE

Carichi permanenti strutturali:

1) Carico permanente strutturale G1 per solaio di copertura e di interpiano:

$$\text{- Soletta in c.a.} \quad g_{\text{soletta}} := (5\text{cm}) \cdot \left(\frac{1\text{m}}{1\text{m}}\right) \cdot \left(24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 1.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{- Travetti in c.a.} \quad g_{\text{travetto}} := (20\text{cm}) \cdot \left[2 \left(\frac{10\text{cm}}{1\text{m}}\right)\right] \cdot \left(25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{- Pignatte} \quad g_{\text{pignatte}} := (20\text{cm}) \cdot \left[2 \left(\frac{40\text{cm}}{1\text{m}}\right)\right] \cdot \left(8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 1.28 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_1 := g_{\text{soletta}} + g_{\text{travetto}} + g_{\text{pignatte}} = 3.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2) Carico permanente strutturale G1 per solaio del balcone:

$$\text{- Soletta in c.a.} \quad g_{\text{soletta_bal}} := (5\text{cm}) \cdot \left(\frac{1\text{m}}{1\text{m}}\right) \cdot \left(16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 0.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{- Travetti in c.a.} \quad g_{\text{travetto_bal}} := (16\text{cm}) \cdot \left[2 \left(\frac{10\text{cm}}{1\text{m}}\right)\right] \cdot \left(25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 0.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{- Pignatte} \quad g_{\text{pignatte_bal}} := (16\text{cm}) \cdot \left[2 \left(\frac{40\text{cm}}{1\text{m}}\right)\right] \cdot \left(8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 1.024 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{1_bal} := g_{\text{soletta_bal}} + g_{\text{travetto_bal}} + g_{\text{pignatte_bal}} = 2.624 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Carichi permanenti non strutturali:

1) Carichi superficiali permanenti non strutturali G2 di interpiano:

$$\text{- Pavimentazione} \quad g_{\text{pavimentazione_int}} := (2.5\text{cm}) \cdot \left(\frac{1\text{m}}{1\text{m}}\right) \cdot \left(24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 0.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{- Massetto} \quad g_{\text{massetto_int}} := (6\text{cm}) \cdot \left(\frac{1\text{m}}{1\text{m}}\right) \cdot \left(16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 0.96 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{- Intonaco} \quad g_{\text{intonaco_int}} := (1.5\text{cm}) \cdot \left(\frac{1.0\text{m}}{1\text{m}}\right) \cdot \left(16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 0.24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

I *tramezzi interni*: all'altezza di interpiano di 3.2 m sottraggo 20cm di travetto, 5cm di soletta e 6cm di massetto. Il tramezzo è costituito da laterizio forato di 8 cm con strati di 2 cm di intonaco

$$g_{\text{tramezzi}} := (3.2\text{m} - 20\text{cm} - 5\text{cm} - 6\text{cm}) \cdot \left[2 \cdot (0.02\text{m}) \cdot \left(16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) + (0.08\text{m}) \cdot \left(8.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right)\right] = 3.838 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

In 3.1.3.1 la norma ammette la possibilità di trasformare il peso proprio dei divisori interni in un carico permanente uniformemente distribuito. Per elementi divisori con peso lineare compreso tra (3,00;4,00] kN/m il carico distribuito associato è 1,60 kN/m².

$$g_{\text{tramezzi_int}} := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{2_int} := g_{\text{pavimentazione_int}} + g_{\text{massetto_int}} + g_{\text{intonaco_int}} + g_{\text{tramezzi_int}} = 3.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2) Carico lineare permanenti non strutturale G2 di interpiano

Le *tamponature perimetrali* hanno un'altezza di 2.8m e sono costituite da un blocco laterizio semipieno di 38 cm con strati di intonaco di 2 cm.

$$g_{\text{tamponature}} := 2 \cdot (0.02\text{m}) \cdot (2.8\text{m}) \cdot \left(16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) + (0.38\text{m}) \cdot (2.8\text{m}) \cdot \left(8.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 10.942 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3) Carichi permanenti non strutturali G2 sul balcone

- Pavimentazione $g_{\text{pavimentazione_bal}} := 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- Massetto $g_{\text{massetto_bal}} := (7\text{cm}) \cdot \left(\frac{1\text{m}}{1\text{m}}\right) \cdot \left(16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 1.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- Intonaco $g_{\text{intonaco_bal}} := (1.5\text{cm}) \cdot \left(\frac{1.0\text{m}}{1\text{m}}\right) \cdot \left(16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 0.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$G_{2_bal} := g_{\text{pavimentazione_bal}} + g_{\text{massetto_bal}} + g_{\text{intonaco_bal}} = 1.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

4) Carico superficiale distribuito G2 sulla copertura

- Tegole $g_{\text{tegole_cop}} := 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- Impermeabilizzante $g_{\text{imperperm_cop}} := 0.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- Isolante $g_{\text{isolante_cop}} := 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- Barriera al vapore $g_{\text{barr_cop}} := 0.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- Massetto $g_{\text{massetto_cop}} := (6\text{cm}) \cdot \left(\frac{1\text{m}}{1\text{m}}\right) \cdot \left(16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 0.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- Intonaco $g_{\text{intonaco_cop}} := (1.5\text{cm}) \cdot \left(\frac{1\text{m}}{1\text{m}}\right) \cdot \left(12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 0.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$G_{2_cop} := g_{\text{tegole_cop}} + g_{\text{imperperm_cop}} + g_{\text{isolante_cop}} + g_{\text{barr_cop}} + g_{\text{massetto_cop}} + g_{\text{intonaco_cop}} = 1.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Carichi accidentali Q:

1) Neve in copertura:

Il valore caratteristico del carico neve al suolo per Offida fa riferimento alla (3.3.10) delle NTC'08.

$$a_{s_lotto} := 300\text{m}$$

$$q_{sk} := 0.85 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_{s_lotto}}{481\text{m}} \right)^2 \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.181 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Le falde sono simmetriche e l'angolo di falda è 21°, quindi il coeff. di forma per le coperture è:

$$\mu_{cop} := 0.8$$

Il coeff. di esposizione ai venti e il coeff. termico sono assunti entrambi pari ad 1

$$C_E := 1$$

$$C_T := 1$$

$$Q_{neve} := q_{sk} \cdot \mu_{cop} \cdot C_E \cdot C_T = 0.945 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2) Manutenzione in copertura:

$$Q_{manutenzione_cop} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3) Carichi accidentali Q di interpiano:

In 3.1.4 la norma definisce i carichi variabili per ambienti ad uso residenziale.

$$Q_{2_int} := 2.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_bal} := 4.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

4) Carico concentrato permanente all'estremità del balcone dovuto ad una fioriera.

$$g_{ringhiera} := 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$h_{fioriera} := 0.2\text{m}$$

$$s_{fioriera} := 0.3\text{m}$$

$$\rho_{argilla_bagnata} := 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$g_{2_fioriera} := g_{ringhiera} + g \cdot \rho_{argilla_bagnata} \cdot (s_{fioriera} \cdot h_{fioriera}) = 1.477 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

VERIFICA IN TA DELL' ALTEZZA DEL TRAVETTO

Dalle precedenti considerazioni ho ottenuto $h_{\text{travetto}}=25\text{cm}$; ora devo capire (con un calcolo rappresentativo, ma speditivo) se questo travetto riesce a generare sollecitazioni resistenti superiori a quelle agenti.

Le sollecitazioni agenti sul travetto sono ottenute considerando schemi strutturali costituiti dalla somma di quegli schemi notevoli che meglio approssimano il travetto continuo su più appoggi.

Approssimazione applicabile solo se le luci sono tra loro confrontabili per dimensioni.

Dati dei materiali:

$$R_{ck} = 35 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{c_amm} = 11 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{s_amm} = 255 \cdot \text{MPa} \quad n = 15$$

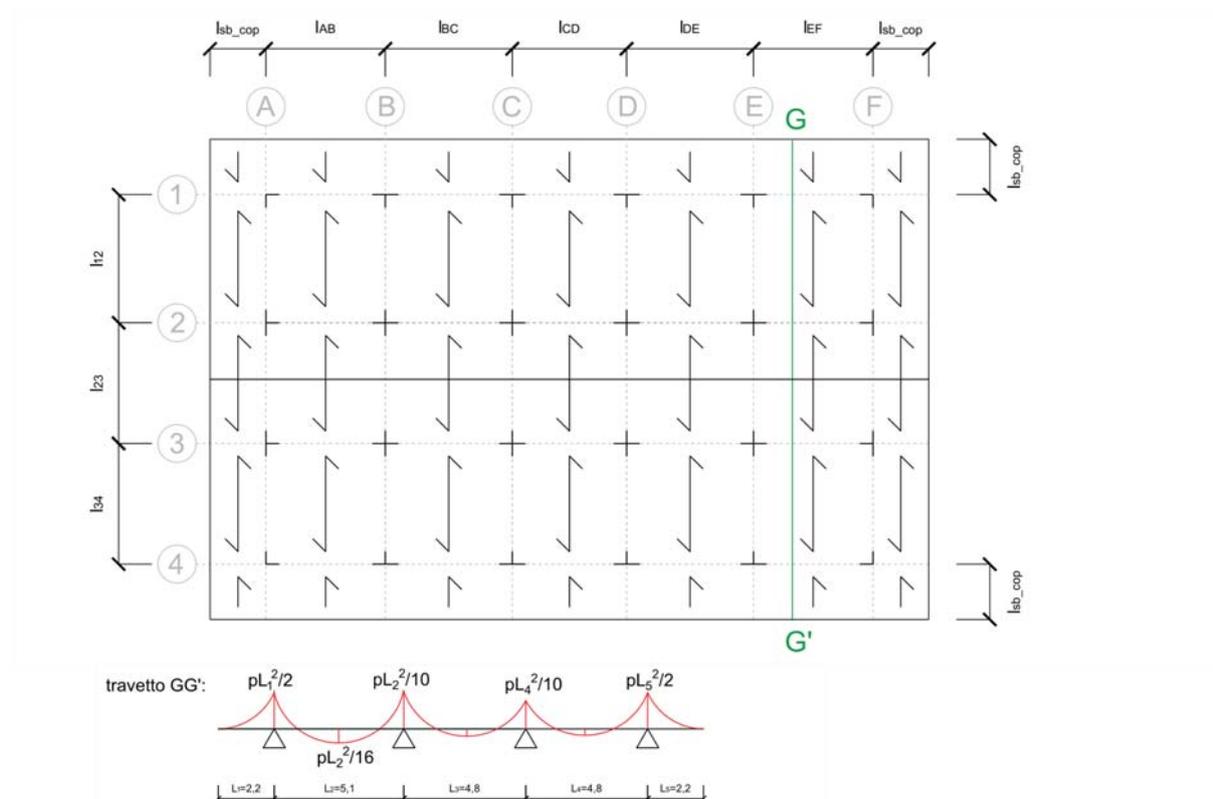
Coefficienti di progetto per il dimensionamento in TA: sezione semplicemente armata.

$$s_{\text{travetto}} := \frac{n \cdot \sigma_{c_amm}}{n \cdot \sigma_{c_amm} + \sigma_{s_amm}} = 0.393$$

$$r_{\text{travetto}} := \sqrt{\frac{6}{\sigma_{c_amm} \cdot s_{\text{travetto}} \cdot (3 - s_{\text{travetto}})}} = 7.298 \times 10^{-4} \frac{\text{s} \cdot \text{m}^{0.5}}{\text{kg}^{0.5}}$$

$$t_{\text{travetto}} := \frac{1}{\sigma_{s_amm} \cdot r_{\text{travetto}} \cdot \left(1 - \frac{s_{\text{travetto}}}{3}\right)} \cdot \text{MPa}^3 = 6.184 \times 10^{12} \frac{\text{kg}^{2.5}}{\text{s}^5 \cdot \text{m}^{2.5}}$$

1) Solaio di copertura



$$q_{\text{cop}} := (0.5\text{m}) \cdot (G_1 + G_{2_cop} + \max(Q_{\text{manutenzione_cop}}, Q_{\text{neve}})) = 3.057 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$l_{12} = 5.1 \text{ m}$$

$$M_{\text{critico_cop}} := \frac{q_{\text{cop}} \cdot l_{12}^2}{12} = 6.627 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Altezza utile del travetto di copertura con il criterio di resistenza:

$$d_{\text{cop_teorica}} := \left[r_{\text{travetto}} \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{\text{critico_cop}}}{b_{\text{travetto}}} \right)} \right] = 18.786 \cdot \text{cm}$$

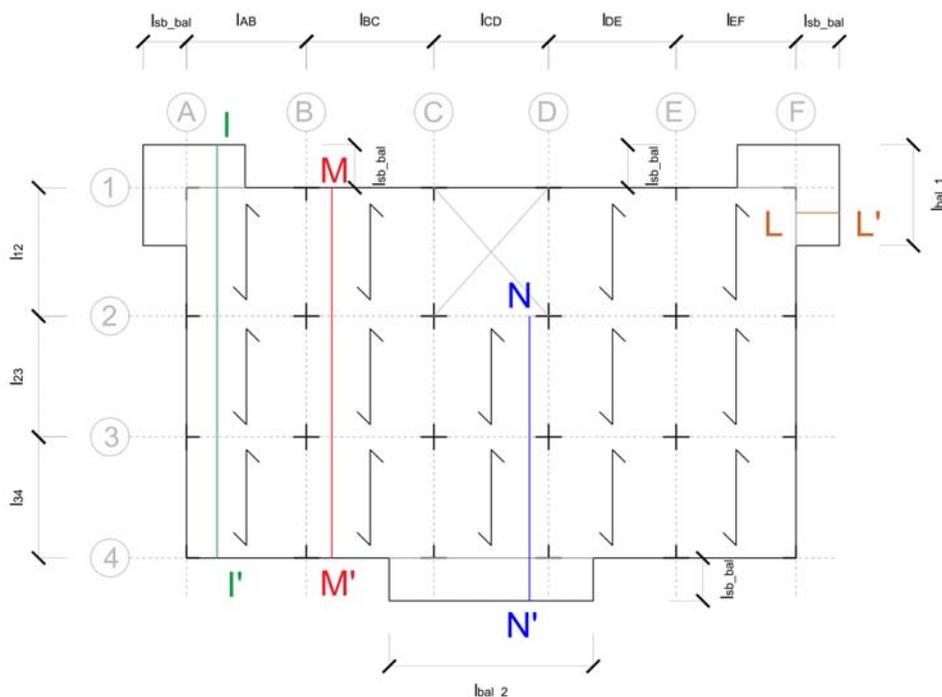
Per i travetti di copertura definisco un copriferro nominale spesso 2,5 cm con una tolleranza di posa in cantiere di 0,5 cm; considerando un tondino di diametro 12mm, definisco come altezza utile del travetto di copertura:

$$\delta_{\text{solaio_cop}} := 3.6 \text{ cm}$$

$$d_{\text{solaio_cop}} := h_{\text{solaio}} - \delta_{\text{solaio_cop}} = 21.4 \cdot \text{cm}$$

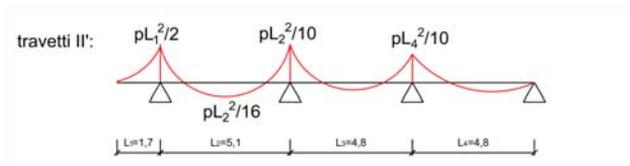
2) Solaio interpiano

Il solaio di interpiano di riferimento è quello tra il piano terra e il piano primo per assumere il massimo aggetto del balcone (2.20 m).



Travetti di interpiano considerati critici per il solaio sono il travetto I-I' e il travetto L-L'.

TRAVETTO I-I':



$$q_{\text{int}} := (0.5\text{m}) \cdot (G_1 + G_{2_int} + Q_{2_int}) = 4.44 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$l_{12} = 5.1 \text{ m}$$

$$M_{\text{critico_int}} := \frac{q_{\text{int}} \cdot l_{12}^2}{12} = 9.624 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{\text{int_teorica}} := \left[r_{\text{travetto}} \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{\text{critico_int}}}{b_{\text{travetto}}} \right)} \right] = 22.639 \cdot \text{cm}$$

Il copriferro nominale assunto per un travetto del solaio di interpiano è di 1,5cm; a questo spessore aggiungo una tolleranza di posa in opera in cantiere di 0,5 cm e la metà del tondino di armatura longitudinale, che assumo di diametro 12 mm. Il copriferro del travetto interno è quindi 1,5+0,5+0,6= 2,6 cm.

$$\delta_{\text{solaio_int}} := 2.6\text{cm} \quad d_{\text{solaio_int}} := h_{\text{solaio}} - \delta_{\text{solaio_int}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

Considero che anche il travetto di interpiano non darà reali problemi perchè in fase di progetto del solaio potrò usare fascie piene o semipiene.

TRAVETTO L-L':

Il travetto che modella il solaio del balcone è una semplice mensola.

ATTENZIONE: invece di studiare separatamente il solaio di interpiano PT e P1, in questa analisi assumo l'oggetto massimo del balcone (2.20 m) caratteristica di quel solaio.



$$q_{\text{bal}} := (0.5\text{m}) \cdot (G_{1_bal} + G_{2_bal} + Q_{2_bal}) = 4.142 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{fioriera}} := (0.5\text{m}) \cdot g_{2_fioriera} = 0.738 \cdot \text{kN}$$

$$l_{\text{sb}} = 2.2 \text{ m}$$

$$M_{\text{critico_bal}} := \frac{q_{\text{bal}} \cdot l_{\text{sb}}^2}{2} + F_{\text{fioriera}} \cdot l_{\text{sb}} = 11.648 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{\text{bal_teorica}} := \left[r_{\text{travetto}} \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{\text{critico_bal}}}{b_{\text{travetto}}} \right)} \right] = 24.906 \cdot \text{cm}$$

Considerazione sul momento critico agente: l'altezza utile nella formula è funzione di $b_{\text{travetto}}=10\text{cm}$, ma, nel modello schematico, la trave ortogonale su cui poggia il travetto dello sbalzo non ha spessore ed è rappresentata con un punto.

Assumo che la larghezza della trave di bordo sia 30cm e che per 15cm invada la luce dello sbalzo considerato; inoltre considero un distacco trave-pignatta di almeno 5cm.

Lo sbalzo diminuisce di lunghezza da 2.2m a 2.00m.

$$l_{sb_2} := 2.0\text{m}$$

$$M_{critico_bal_2} := \frac{q_{bal} \cdot l_{sb_2}^2}{2} + F_{fioriera} \cdot l_{sb} = 9.908 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{bal_teorica_2} := \left[r_{travetto} \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{critico_bal_2}}{b_{travetto}} \right)} \right] = 22.971 \cdot \text{cm}$$

Come prima ammetto l'inserimento di una **fascia semipiena**

$$d_{bal_teorica_3} := \left[r_{travetto} \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{critico_bal_2}}{\left(\frac{b_{travetto} + b_{pignatta}}{2} \right)} \right)} \right] = 14.528 \cdot \text{cm}$$

Per i travetti del balcone preferisco un copriferro nominale spesso 2,5 cm con una tolleranza di 0,5 cm e, considerando un tondino di diametro 12mm, definisco la sua altezza utile:

$$\delta_{solaio_bal} := 3.6\text{cm}$$

$$d_{solaio_bal} := h_{solaio_bal} - \delta_{solaio_bal} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

I travetti sugli sbalzi non in continuità con il solaio interno all'edificio presentano condizioni di sollecitazioni peggiori rispetto agli altri travetti; in generale sono sicuro, però, che tutte i solai scelti riescano a resistere alle sollecitazioni agenti

$$\delta_{solaio_int} = 2.6 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{solaio_cop} = 3.6 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{solaio_bal} = 3.6 \cdot \text{cm}$$

$$d_{solaio_int} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{solaio_cop} = 21.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{solaio_bal} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

4.2 - PREDIMENSIONAMENTO GEOMETRICO DELLA SCALA

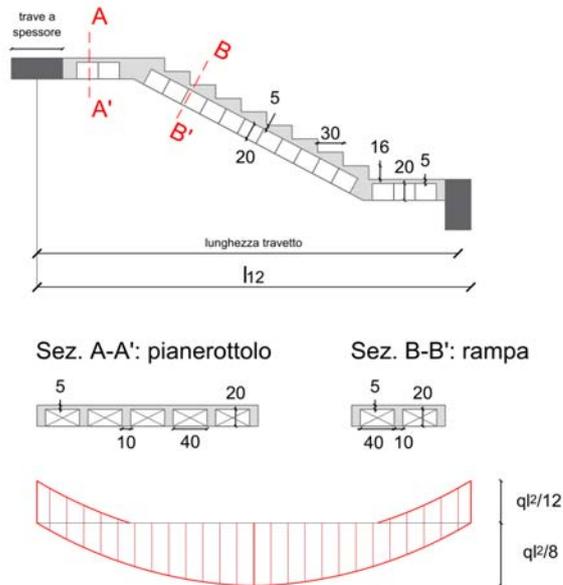
Si preferisce un tipo di scala a soletta rampante perchè l'assenza di travi a ginocchio permette non di influenzare troppo il sistema di rigidità a telaio spaziale adottato per questa esercitazione.

Ipotesi una soletta in cls alleggerita con pignatte di laterizio.

L'ipotesi approssimata a vantaggio di sicurezza con cui si dimensiona la scala a soletta rampante è quella di "linearizzare l'asse" del travetto della soletta proiettandolo sull'orizzontale.

Gli schemi statici per il calcolo dell'involuppo del momento flettente e del taglio sono le due ipotesi limite di trave semplicemente appoggiata e di trave incastrata.

Ipotesi che l'altezza del travetto della scala e del pianerottolo sia pari a quella della trave a spessore (25cm) con un copriferro di 2.6cm come un travetto interno; in sede di predimensionamento geometrico devo **verificare** se l'altezza utile è sufficiente per superare le sollecitazioni agenti.



Analisi dei carichi sulla scala:

Il modello per il calcolo delle cds concentra i carichi dell'intero solettone su una singola trave teorica, che ingloba tutti i travetti costituenti il solettone rampante.

$$\begin{aligned}
 g_{\text{pianerottolo}} &:= \left[24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (2.5\text{cm}) \cdot (1.3\text{m}) \right] \dots &= 6.94 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 &+ \left[16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (6\text{cm}) \cdot (1.3\text{m}) \right] \dots \\
 &+ \left[24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot [(5\text{cm}) \cdot (1.3\text{m}) + (3 \cdot 10\text{cm}) \cdot 20\text{cm}] \right] \dots \\
 &+ \left[8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot [(2.5 \cdot 40\text{cm}) \cdot 20\text{cm}] \right] \dots \\
 &+ \left[16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (1.5\text{cm}) \cdot (1.3\text{m}) \right]
 \end{aligned}$$

$$q_{\text{pianerottolo}} := \left(1.3\text{m} \cdot 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 5.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{\text{pianerottolo}} := g_{\text{pianerottolo}} + q_{\text{pianerottolo}} = 12.14 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned}
 g_{\text{rampa}} &:= \left[24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (2.5\text{cm}) \cdot (1.2\text{m}) \right] \dots &= 7.856 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 &+ \left[16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left[(6\text{cm}) \cdot (1.2\text{m}) + \frac{(16\text{cm})}{2} \cdot (1.2\text{m}) \right] \right] \dots \\
 &+ \left[24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left[(5\text{cm}) \cdot (1.2\text{m}) + (3 \cdot 10\text{cm}) \cdot 20\text{cm} \right] \right] \dots \\
 &+ \left[8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left[(2 \cdot 40\text{cm}) \cdot 20\text{cm} \right] \right] \dots \\
 &+ \left[16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (1.5\text{cm}) \cdot (1.2\text{m}) \right] \\
 q_{\text{rampa}} &:= \left(1.2\text{m} \cdot 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 4.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

$$p_{\text{rampa}} := g_{\text{rampa}} + q_{\text{rampa}} = 12.656 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Semplifico il carico agente sulla scala ad un solo carico costante sull'intera trave e applico gli schemi notevoli invece di ricorrere ad un programma di calcolo per ottenere le cds agenti.

Poichè i carichi agenti su rampa e pianerottolo sono prossimi, non sbaglio troppo se valuto il carico costante uniformemente distribuito come una media dei due.

$$p_{\text{scala}} := \frac{p_{\text{pianerottolo}} + p_{\text{rampa}}}{2} = 12.398 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dalla figura precedente i massimi valori di momento flettente positivi e negativi sono $q^2/8$ e $q^2/12$, ma nella realtà questi valori di sollecitazione non saranno mai raggiunti; per il calcolo di M si assume:

$$M_{\text{scala_pos}} := \frac{p_{\text{scala}} \cdot (112 - 15\text{cm})^2}{12} = 25.315 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{scala_neg}} := \frac{p_{\text{scala}} \cdot (112 - 15\text{cm})^2}{16} = 18.986 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

La riduzione della luce del travetto è dovuta al fatto che il travetto riposa sulle travi.

OSSERVAZIONE: Per cautela considero il solaio della scala non in continuità con quello del piano orizzontale dell'edificio; lo schema è di campata singola e sommando $1/12$ a $1/16$ ottengo $7/48 > 1/8$, quindi sono in condizione cautelativa!

La base della trave rappresentativa della scala ingloba 3 travetti.

$$d_{\text{scala_teorica}} := \left[r_{\text{travetto}} \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{\text{scala_pos}}}{3 \cdot b_{\text{travetto}}} \right)} \right] = 21.199 \cdot \text{cm}$$

Il copriferro nominale assunto per un travetto della scala è di 1,5cm; a questo spessore aggiungo una tolleranza di posa in opera in cantiere di 0,5 cm e la metà del tondino di armatura longitudinale, che assumo di diametro 12 mm. Il copriferro del travetto della scala è quindi $1,5+0,5+0,6=2,6$ cm.

$$\delta_{\text{solaio_scala}} := 2.6\text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_scala}} := h_{\text{solaio}} - \delta_{\text{solaio_scala}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

4.3 - PREDIMENSIONAMENTO GEOMETRICO IN TA DELLE TRAVI

Lo schema di calcolo adottato per il predimensionamento delle travi (emergenti ed a spessore) è quello delle aree di influenza.

Le travi emergenti sono:

- TRAVE A
- TRAVE F
- TRAVE 1
- TRAVE 4
- TRAVE C TRATTO 12
- TRAVE D TRATTO 12

Le restanti travi sono a spessore.

Nell'analisi delle aree di influenza si prende in considerazione il solaio di interpiano tra il piano terra e il piano primo per considerare il massimo carico verticale dovuto all'aggetto di 2,20 m.

4.3.1 - TRAVI A SPESSORE

Si parte con le travi a spessore per riverificare eventuali criticità con l'altezza del travetto.

La trave a spessore analizzata perchè considerata maggiormente critica è la TRAVE 2 considerando, a vantaggio di sicurezza, che anche sul vuoto destinato al vano scale sia presente un solaio che porta carico alla trave.

Il tratto di TRAVE 2 critico è il BC perchè ha una luce maggiore rispetto ai restanti tratti della trave.

Dati dei materiali:

$$R_{ck} = 35 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c_amm} = 11 \cdot \text{MPa}$$

$$k_{offida_spessore} = 0.9$$

$$\sigma_{c_amm_spessore} = 9.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s_amm} = 255 \cdot \text{MPa}$$

$$n = 15$$

Coefficienti di progetto per il dimensionamento in TA:

$$s_{spessore} := \frac{n \cdot \sigma_{c_amm_spessore}}{n \cdot \sigma_{c_amm_spessore} + \sigma_{s_amm}} = 0.368$$

$$r_{spessore} := \sqrt{\frac{6}{\sigma_{c_amm_spessore} \cdot s_{spessore} \cdot (3 - s_{spessore})}} = 7.91 \times 10^{-4} \frac{\text{s} \cdot \text{m}^{0.5}}{\text{kg}^{0.5}}$$

$$t_{spessore} := \frac{1}{\sigma_{s_amm} \cdot r_{spessore} \cdot \left(1 - \frac{s_{spessore}}{3}\right)} = 5.651 \times 10^{-6} \frac{\text{s} \cdot \text{m}^{0.5}}{\text{kg}^{0.5}}$$

Dati della trave a spessore ipotizzata:

- l'altezza è 25cm perchè riprende il solaio: travetto (20 cm) + soletta (5 cm).
- il copriferro considerato è di 4.3 cm.
- la base della trave a spessore assunta è di 70cm.

$$h_{\text{trave_spessore}} := h_{\text{solaio}} = 25 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{trave_spessore}} = 4.3 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{utile_trave_spessore}} := h_{\text{trave_spessore}} - \delta_{\text{trave_spessore}} = 20.7 \cdot \text{cm}$$

$$b_{\text{trave_spessore}} := 60 \text{cm}$$

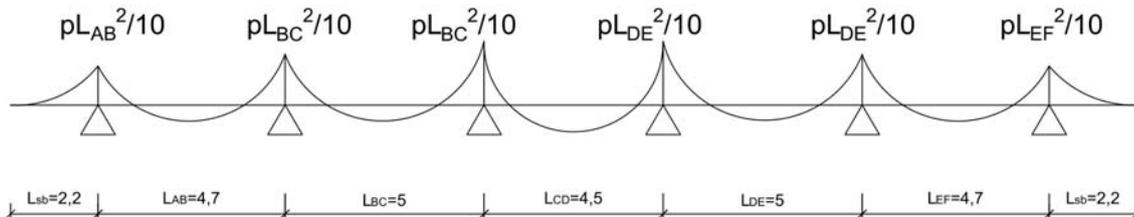
$$\alpha_{\text{trave_spessore}} := \frac{\delta_{\text{trave_spessore}}}{d_{\text{utile_trave_spessore}}} = 0.208$$

$$l_{\text{BC}} = 5 \text{ m}$$

Calcolo del peso proprio della trave a spessore:

$$g_{\text{trave_spessore}} := (h_{\text{trave_spessore}} \cdot b_{\text{trave_spessore}}) \cdot \left(24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 3.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Geometria AREA DI INFLUENZA per la TRAVE A SPESSORE 2 e carichi portati dal solaio.



$$l_{12} = 5.1 \text{ m}$$

$$l_{23} = 4.8 \text{ m}$$

$$P_{\text{trave_spessore}} := \left[(G_1 + G_{2_int} + Q_{2_int}) \cdot \left(\frac{l_{12} + l_{23}}{2} \right) \right] + g_{\text{trave_spessore}} = \blacksquare \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Il momento massimo agente discretizzando in modo approssimativo la struttura con schemi notevoli è posto sul nodo B della trave 2.

$$M_{\text{critico_trave_spessore}} := \frac{P_{\text{trave_spessore}} \cdot l_{\text{BC}}^2}{12} = 9.115 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Rielaborando le formule del modello TA per trave semplicemente armata al fine di ricercare la base con l'altezza come condizione fissata.

$$b_{\text{teorica_trave_spessore}} := \left(r_{\text{spessore}} \right)^2 \cdot \frac{M_{\text{critico_trave_spessore}}}{d_{\text{utile_trave_spessore}}^2} = 0.133 \cdot \text{m}$$

$$A_{\text{tesa_trave_spessore_t}} := t_{\text{spessore}} \cdot \sqrt{M_{\text{critico_trave_spessore}} \cdot b_{\text{trave_spessore}}} = 417.896 \cdot \text{mm}^2$$

Per l'armatura longitudinale della trave a spessore verranno usati 4 tondini $\Phi 20$ e 2 tondini $\Phi 16$.

$$A_{\text{tesa_trave_spessore}} := 4 \cdot \left[\left(\frac{20 \text{mm}}{2} \right)^2 \cdot 3.14 \right] + 2 \cdot \left[\left(\frac{16 \text{mm}}{2} \right)^2 \cdot 3.14 \right] = 1.658 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

La normativa richiede un minimo di armatura in zona tesa; poichè sto dimensionando l'intera struttura rispetto alla condizione locale più critica, per evitare un sovradimensionamento eccessivo preferisco tenere conto della doppia armatura già in fase di predimensionamento e assumere sempre una trave a spessore di 70 cm.

Devo verificare in prima approssimazione se con questa sezione doppiamente armata riesco a superare il picco di momento considerato.

$$A_{\text{tesa_min_trave_spessore}} := 0.15\% \cdot (b_{\text{trave_spessore}} \cdot h_{\text{trave_spessore}}) = 225 \cdot \text{mm}^2$$

Considero l'armatura in zona compressa pari a metà armatura in zona tesa: ovvero 2 tondini $\Phi 20$ e 1 tondino $\Phi 16$.

$$A_{\text{comp_trave_spessore}} := 0.5 A_{\text{tesa_trave_spessore}} = 828.96 \cdot \text{mm}^2$$

$$\mu_{\text{spessore_doppia_armatura}} := \frac{A_{\text{comp_trave_spessore}}}{A_{\text{tesa_trave_spessore}}} = 0.5$$

$$r_{\text{spessore_doppia_armatura}} := \sqrt{\frac{\left(\sigma_{\text{c_amm_spessore}} \cdot \frac{s_{\text{spessore}}}{2} \right)^{-1}}{\left(1 - \frac{s_{\text{spessore}}}{3} + \frac{1 - \alpha_{\text{trave_spessore}}}{\frac{1 - s_{\text{spessore}}}{1 - \alpha_{\text{trave_spessore}} \cdot \mu_{\text{spessore_doppia_armatura}} - 1}} \right)}}$$

$$r_{\text{spessore_doppia_armatura}} = 4.986 \times 10^{-4} \frac{\text{s} \cdot \text{m}^{0.5}}{\text{kg}^{0.5}}$$

$$b_{\text{teorica_trave_spessore_doppia_armatura}} := \frac{\left(r_{\text{spessore_doppia_armatura}} \right)^2 \cdot M_{\text{critico_trave_spessore}}}{\left(d_{\text{utile_trave_spessore}} \right)^2} = 0.053 \text{ m}$$

La geometria da predimensionamento della trave a spessore è 70X25.

$$b_{\text{trave_spessore}} = 60 \cdot \text{cm}$$

$$h_{\text{trave_spessore}} = 25 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{trave_spessore}} = 4.3 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{utile_trave_spessore}} = 20.7 \cdot \text{cm}$$

4.3.2 - TRAVI EMERGENTI

Nel predimensionare le travi emergenti il fattore riduttivo k applicato al σ_{camm} per tener conto dell'azione sismica è pari a 0.7 (le travi emergenti hanno il compito di opporsi all'azione sismica).

La trave emergente analizzata (perchè considerata maggiormente critica) è la TRAVE A del piano primo, caratterizzato da un ballatoio perimetrale aggettante di 2.20m.

Il tratto di TRAVE A maggiormente critico è il 1-2 perchè ha una luce maggiore rispetto ai restanti tratti della trave.

Dati dei materiali:

$$R_{ck} = 35 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c_amm} = 11 \cdot \text{MPa}$$

$$k_{offida_emergente} := 0.7$$

$$\sigma_{c_amm_emergente} := \sigma_{c_amm} \cdot k_{offida_emergente} = 7.7 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{s_amm} = 255 \cdot \text{MPa}$$

$$n = 15$$

Coefficienti di progetto per il dimensionamento in TA:

$$s_{emergente} := \frac{n \cdot \sigma_{c_amm_emergente}}{n \cdot \sigma_{c_amm_emergente} + \sigma_{s_amm}} = 0.312$$

$$r_{emergente} := \sqrt{\frac{6}{\sigma_{c_amm_emergente} \cdot s_{emergente} \cdot (3 - s_{emergente})}} = 9.643 \times 10^{-4} \frac{\text{s} \cdot \text{m}^{0.5}}{\text{kg}^{0.5}}$$

$$t_{emergente} := \frac{1}{\sigma_{s_amm} \cdot r_{emergente} \cdot \left(1 - \frac{s_{emergente}}{3}\right)} = 4.538 \times 10^{-6} \frac{\text{s} \cdot \text{m}^{0.5}}{\text{kg}^{0.5}}$$

Dati della trave emergente ipotizzata:

- la base è 30cm perchè riprende la dimensione dei pilastri.
- il copriferro considerato è di 4.3cm.
- l'altezza della trave a emergente ipotizzata è di 50cm.

$$b_{trave_emergente} := 35 \text{cm}$$

$$h_{trave_emergente} := 50 \text{cm}$$

$$\delta_{trave_emergente} := 4.3 \text{cm}$$

$$d_{utile_trave_emergente} := h_{trave_emergente} - \delta_{trave_emergente} = 45.7 \cdot \text{cm}$$

$$\alpha_{trave_emergente} := \frac{\delta_{trave_emergente}}{d_{utile_trave_emergente}} = 0.094$$

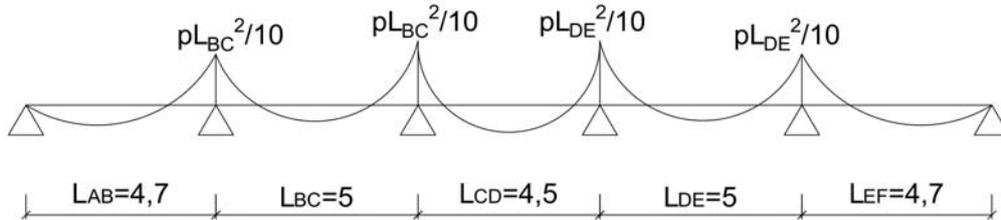
$$l_{12} = 5.1 \text{m}$$

Calcolo del peso proprio della trave emergente:

$$g_{\text{trave_emergente}} := (h_{\text{trave_emergente}} \cdot b_{\text{trave_emergente}}) \cdot \left(24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 4.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{tamponature}} = 10.942 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{fioriera}} = 0.738 \cdot \text{kN}$$



$$l_{\text{sb}} = 2.2 \text{ m}$$

$$l_{12} = 5.1 \text{ m}$$

$$P_{\text{trave_emergente}} := \left[(G_1 + G_{2_int} + Q_{2_int}) \cdot \left(\frac{l_{12}}{2} \right) \right] + \left[(G_{1_bal} + G_{2_bal} + Q_{2_bal}) \cdot (l_{\text{sb}}) \right] \dots$$

$$+ g_{\text{trave_emergente}} + g_{\text{tamponature}} + \frac{F_{\text{fioriera}}}{1 \text{ m}}$$

$$P_{\text{trave_emergente}} = 56.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Discretizzando in modo approssimativo la struttura con schemi notevoli, il massimo momento agente è posto sul nodo B della trave 1.

$$l_{\text{BC}} = 5 \text{ m}$$

$$M_{\text{critico_trave_emergente}} := \frac{P_{\text{trave_emergente}} \cdot l_{\text{BC}}^2}{10} = 141.874 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Rielaborando le formule del modello TA per trave semplicemente armata al fine di ricercare l'altezza con la base come condizione fissata.

$$d_{\text{teorica_uitle_trave_emergente}} := r_{\text{emergente}} \cdot \sqrt{\frac{M_{\text{critico_trave_emergente}}}{b_{\text{trave_emergente}}}} = 61.392 \cdot \text{cm}$$

$$A_{\text{tesa_trave_emergente_t}} := t_{\text{spessore}} \cdot \sqrt{M_{\text{critico_trave_emergente}} \cdot b_{\text{trave_emergente}}} = 1.259 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

La armatura longitudinale tesa è assunta di 4Φ20.

$$A_{\text{tesa_trave_emergente}} := 4 \cdot \left[\left(\frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot 3.14 \right] = 1.256 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

La normativa richiede un minimo di armatura in zona tesa; poichè sto dimensionando l'intera struttura rispetto alla condizione locale più critica, per evitare un sovradimensionamento eccessivo preferisco tenere conto della doppia armatura già in fase di predimensionamento e contenere le dimensioni delle travi per ridurre il carico su pilastri e fondazioni.

Devo verificare in prima approssimazione se con questa sezione doppiamente armata riesco a superare il picco di momento considerato.

$$A_{\text{comp_trave_emergente_t}} := 0.4A_{\text{tesa_trave_emergente}} = 502.4 \cdot \text{mm}^2$$

La armatura longitudinale compressa è assunta di 2Φ18.

$$A_{\text{comp_trave_emergente}} := 2 \cdot \left[\left(\frac{18 \text{mm}}{2} \right)^2 \cdot 3.14 \right] = 508.68 \cdot \text{mm}^2$$

$$\mu_{\text{emergente_doppia_armatura}} := \frac{A_{\text{comp_trave_emergente}}}{A_{\text{tesa_trave_emergente}}} = 0.405$$

$$r_{\text{emergente_doppia_armatura}} := \sqrt{\frac{\left(\sigma_{\text{c_amm_emergente}} \cdot \frac{s_{\text{emergente}}}{2} \right)^{-1}}{\left(1 - \frac{s_{\text{emergente}}}{3} + \frac{1 - \alpha_{\text{trave_emergente}}}{\frac{1 - s_{\text{emergente}}}{1 - \alpha_{\text{trave_emergente}}} \cdot \frac{1}{\mu_{\text{emergente_doppia_armatura}}}} - 1 \right)}}$$

$$r_{\text{emergente_doppia_armatura}} = 6.57 \times 10^{-4} \frac{\text{s} \cdot \text{m}^{0.5}}{\text{kg}^{0.5}}$$

$$d_{\text{teorica_trave_emergente_doppia_armatura}} := r_{\text{emergente_doppia_armatura}} \cdot \sqrt{\frac{M_{\text{critico_trave_emergente}}}{b_{\text{trave_emergente}}}}$$

$$d_{\text{teorica_trave_emergente_doppia_armatura}} = 41.829 \cdot \text{cm}$$

La geometria della trave emergente assunta per ogni piano è 30X50.

$$b_{\text{trave_emergente}} = 35 \cdot \text{cm}$$

$$h_{\text{trave_emergente}} = 50 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{trave_emergente}} = 4.3 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{utile_trave_emergente}} = 45.7 \cdot \text{cm}$$

4.4 - PREDIMENSIONAMENTO DEI PILASTRI

Il predimensionamento dei pilastri avviene mediante il metodo dell'area di influenza in TA.

- 1) analisi dei carichi portati dal solaio e dalle travi;
- 2) predimensionamento geometria dei pilastri interni e di bordo del telaio con il metodo dell'area di influenza;

ANALISI DEI CARICHI E CONSIDERAZIONE SULLA COMBINAZIONE DI CARICO

Nel predimensionare i pilastri dovrei usare una combinazione di carico sismica, ovvero la combinazione di carico quasi permanente maggiorata del sisma:

$$E+G_1+G_2+P+\Psi_{21}Q_{K1}+\Psi_{22}Q_{K2}+\Psi_{23}Q_{K3} + \dots$$

Nella realtà pratica, invece, userò la combinazione di carico $G_1+G_2+P+\Psi_{21}Q_{K1}+\Psi_{22}Q_{K2}+\Psi_{23}Q_{K3} + \dots$ e ricorderò la presenza di E riducendo la sezione resistente; nel modello di calcolo andrò, quindi, a ridurre in modo sostanziale la resistenza dell'elemento pilastro per considerare la pressoflessione portata dall'evento sismico.

Come per le travi, si introduce un fattore riduttivo $k_{\text{offida_pilastri}}$ perchè la combinazione di carico assunta nel predimensionamento include anche l'azione sismica e non solo i carichi verticali prima calcolati.

Perchè non riuso la combo rara?

Il valore caratteristico di un'azione variabile Q_k è un'azione variabile con frattile di superamento del solo 5%.

$$G_1+G_2+P+Q_{K1}+\Psi_{02}Q_{K2}+\Psi_{03}Q_{K3} + \dots$$

Riutilizzare la combo caratteristica (rara) proposta dalla NTC'08 per le verifiche in TA e che ho utilizzato prima per dimensionare gli elementi a flessione (travetti e travi) sarebbe eccessivo perchè considererei il sisma in condizioni di elevato affollamento dell'edificio in tutti i piani; inoltre, la combo rara mi porterebbe a sbagliare perchè le sezioni dei pilastri verrebbero tanto grandi che il modello di trave dovrebbe essere sostituito da quello di parete.

Il predimensionamento dei pilastri avviene considerando un carico centrato sul pilastro dovuto ai carichi portati dalle strutture sovrastanti l'elemento verticale; per ricordare che la sollecitazione agente non sarà uno sforzo normale puro ma una pressoflessione, si introduce un fattore riduttivo $k_{\text{pressoflessione}}$ che moltiplica l'area resistente del pilastro.

Dati dei materiali:

$$R_{ck} = 35 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{c_amm} = 11 \cdot \text{MPa}$$

$$k_{\text{pressoflessione}} := 0.7$$

$$k_{\text{offida_pilastri}} := 0.7$$

$$\sigma_{c_amm_pilastri} := \sigma_{c_amm} \cdot k_{\text{offida_pilastri}} \cdot k_{\text{pressoflessione}} = 5.39 \cdot \text{MPa}$$

Carico portato dal solaio al metro quadro:

- 1) Solaio di copertura,

$$\Psi_{21} := 0 \quad \Psi_{22} := 0$$

$$P_{\text{cop}} := G_1 + G_{2_cop} + \Psi_{21} \cdot Q_{\text{neve}} + \Psi_{22} \cdot Q_{\text{manutenzione_cop}} = 5.17 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- 2) Solaio interpiano,

$$\Psi_{23} := 0.3$$

$$P_{\text{int}} := G_1 + G_{2_int} + \Psi_{23} \cdot Q_{2_int} = 7.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad P_{\text{bal}} := G_{1_bal} + G_{2_bal} + \Psi_{23} \cdot Q_{2_bal} = 5.484 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Carichi permanenti al metro lineare:

$$P_{\text{fioriera}} := g_{2_fioriera} = 1.477 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{\text{trave_emergente}} = 4.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{\text{trave_spessore}} = 3.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

ALGORITMO PER IL CALCOLO DELLA SEZIONE GEOMETRICA DEL PILASTRO

In cap. 4.41.6.1.2 viene definita una armatura minima per i pilastri e una armatura massima $A_s = 0.04 \cdot A_c$, con A_c la sezione trasversale in cls del pilastro.

Dato che in fase di dimensionamento farò uso di armatura longitudinale, anche nel predimensionamento terrò conto che le barre contribuiranno e ciò mi permette di:

- ridurre la sezione del pilastro, ovvero i pesi sulla struttura sottostante;
- considerare delle rastremazioni dei pilastri reali già in fase di predimensionamento.

Assumendo un pilastro 30x30 con 4 ferri $\Phi 20$ che oltre ad armare sono necessari come reggistaffa:

$$A_s = 4 \cdot [(20/2)^2] \cdot 3.14 = 4 \cdot 314 = 1256 \text{ mm}^2 = 12.56 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_s/A_c = 12.56 \text{ cm}^2 / 900 \text{ cm}^2 = 0.0140404 = 0.014$$

La armatura considerata è pari a $A_s = 0.014 \cdot A_c$ e il coefficiente di omogeneizzazione acciaio/cls è preso 15.

$$A_{c,tot} = A_c + A_s = A_c + [15 \cdot (0.014 \cdot A_c)] / 0.7 = 1.3 \cdot A_c$$

L'area dell'armatura viene amplificata con un fattore 1/0.7 perchè nella ricerca dell'area del pilastro la σ_{cls} assunta è ridotta di 0,7 secondo la considerazione che la risposta del cls a trazione è trascurata, ma come sappiamo l'acciaio non soffre di questo problema.

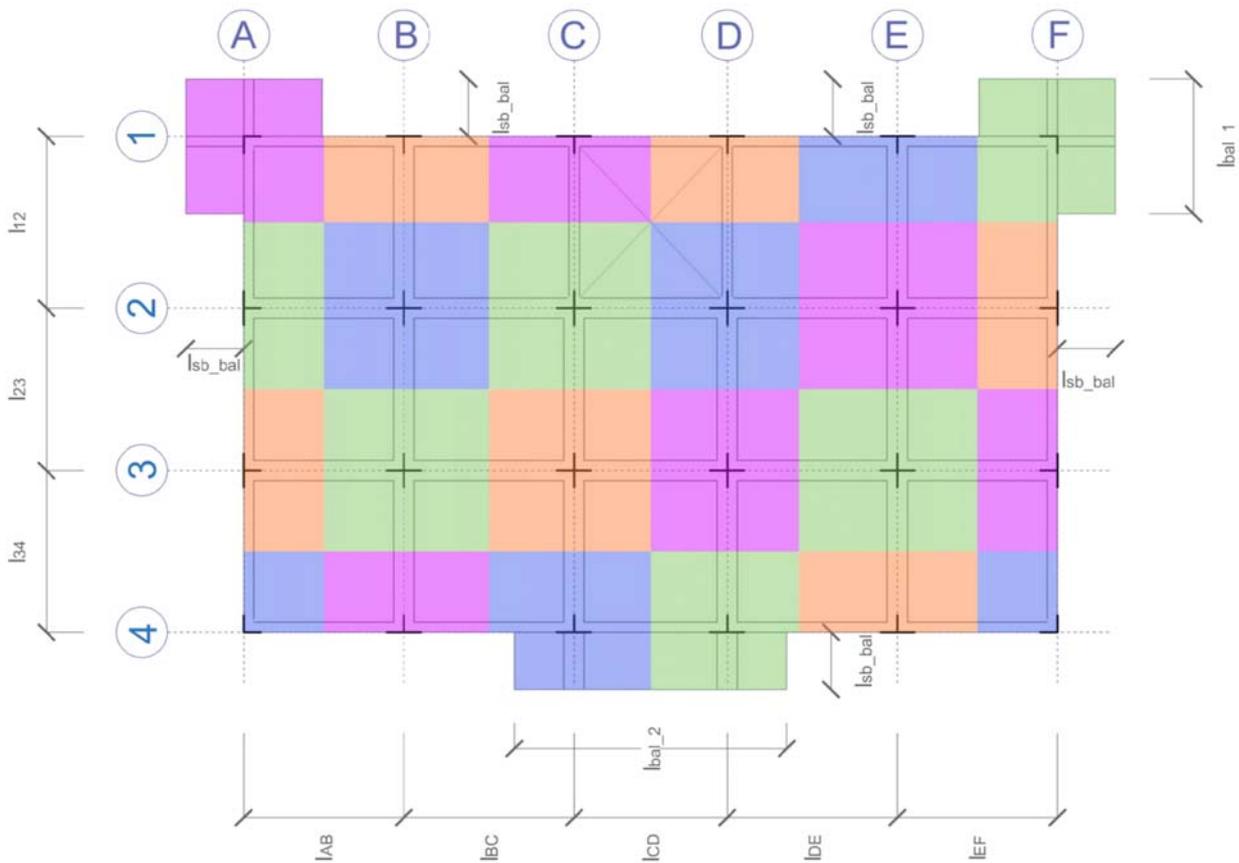


Fig.10: Esempio di area di influenza per piano tipo.

PREDIMENSIONAMENTO IN TA DEI PILASTRI

DATI MATERIALI -PILASTRO ARMATO					
Rck (N/mm ²)	σ_{c_fl} (N/mm ²)	$K_{pressofless}$	σ_{c_presfl}	$\sigma_{c_presfl, rid}$	$\gamma_{clis\ armato}$ (kN/m ³)
35	11	0.7	7.7	5.3900	25

*fattore riduttivo della σ_{camm} per tener conto dell'azione sismica; k è funzione della classe sismica (compresa tra 1 e 4, dove 1 indica maggiore pericolosità) associata alla località di progetto. Offida è classificata come zona sismica 2 (= zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti).

DATI CARICHI - SOLAIO, TRAVI, PILASTRI

SOLAIO COPERTURA	
p_{COP} (kN/m ²)	5.17

SOLAIO INTERPIANO	
p_{INT} (kN/m ²)	7.48

SOLAIO SBALZO	
p_{BAL} (kN/m ²)	5.89

TRAVI EMERGENTI	
b	0.35
h	0.50
$g_{EMERGENTE}$ (kN/m)	1.76

TRAVI A SPESSORE	
b	0.7
h	0.25
$g_{SPESSORE}$ (kN/m)	-0.86

FIORIERA	
$P_{FIORIERA}$ (kN/m)	1.5

Il carico lineare delle travi è ottenuto al netto del solaio che sostituiscono. Ovvero $(bxh) \times \gamma_{clis} - p_{int} \times b$

PILASTRI PIANO 7 (MANSARDA)

COD.	TIPO	AREA DI INFLUENZA				F _{AGENTE} (kN)				F _{TOT} (kN)	CONTIN.		F* (kN)	AREA PIL (m ²)	L ^{FIX} (m)	L ^T (m)	L ^P (m)	
		L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	L ₄ (m)	A (m ²)	COP.	SOL.	TRAVI		SBAL	PIL.						Cx
A.1_6	BOR. Y	2.2	4.7	5.1	2.2	21.6	111.7	0.0	16.3	0.0	6.0	134.1	1	1	134.1	0.025	0.35	0.07
A.2_6	BOR. Y	2.2	4.7	4.8	5.1	22.5	116.4	0.0	16.7	0.0	6.0	139.1	1	1.1	153.0	0.028	0.35	0.08
A.3_6	BOR. Y	2.2	4.7	4.8	4.8	21.8	112.9	0.0	16.4	0.0	6.0	135.3	1	1.1	148.9	0.028	0.35	0.08
A.4_6	BOR. Y	2.2	4.7	2.2	4.8	20.9	108.2	0.0	16.1	0.0	6.0	130.3	1	1	130.3	0.024	0.35	0.07
B.1_6	BOR. X	4.7	5.0	5.1	2.2	23.0	119.1	0.0	16.9	0.0	6.0	142.0	1.1	1	156.2	0.029	0.35	0.08
B.2_6	INT.	4.7	5.0	4.8	5.1	24.0	124.1	0.0	17.2	0.0	6.0	147.3	1.1	1.1	178.3	0.023	x	0.15
B.3_6	INT.	4.7	5.0	4.8	4.8	23.3	120.4	0.0	17.0	0.0	6.0	143.3	1.1	1.1	173.4	0.023	x	0.15
B.4_6	BOR. X	4.7	5.0	2.2	4.8	22.3	115.3	0.0	16.6	0.0	6.0	137.9	1.1	1	151.7	0.028	0.35	0.08
C.1_6	BOR. X	5.0	4.5	5.1	2.2	22.6	116.6	0.0	16.7	0.0	6.0	139.3	1.05	1	146.3	0.027	0.35	0.08
C.2_6	INT. Y	5.0	4.5	4.8	5.1	23.5	121.6	0.0	17.0	0.0	6.0	144.6	1.05	1.1	167.0	0.031	0.35	0.09
C.3_6	INT.	5.0	4.5	4.8	4.8	22.8	117.9	0.0	16.8	0.0	6.0	140.7	1.05	1.1	162.5	0.021	x	0.15
C.4_6	BOR. X	5.0	4.5	2.2	4.8	21.9	113.0	0.0	16.4	0.0	6.0	135.4	1.05	1	142.2	0.026	0.35	0.08
D.1_6	BOR. X	4.5	5.0	5.1	2.2	22.6	116.6	0.0	16.7	0.0	6.0	139.3	1.05	1	146.3	0.027	0.35	0.08
D.2_6	INT. Y	4.5	5.0	4.8	5.1	23.5	121.6	0.0	17.0	0.0	6.0	144.6	1.05	1.1	167.0	0.031	0.35	0.09
D.3_6	INT.	4.5	5.0	4.8	4.8	22.8	117.9	0.0	16.8	0.0	6.0	140.7	1.05	1.1	162.5	0.021	x	0.15
D.4_6	BOR. X	4.5	5.0	2.2	4.8	21.9	113.0	0.0	16.4	0.0	6.0	135.4	1.05	1	142.2	0.026	0.35	0.08
E.1_6	BOR. X	5.0	4.7	5.1	2.2	23.0	119.1	0.0	16.9	0.0	6.0	142.0	1.1	1	156.2	0.029	0.35	0.08
E.2_6	INT.	5.0	4.7	4.8	5.1	24.0	124.1	0.0	17.2	0.0	6.0	147.3	1.1	1.1	178.3	0.023	x	0.15
E.3_6	INT.	5.0	4.7	4.8	4.8	23.3	120.4	0.0	17.0	0.0	6.0	143.3	1.1	1.1	173.4	0.023	x	0.15
E.4_6	BOR. X	5.0	4.7	2.2	4.8	22.3	115.3	0.0	16.6	0.0	6.0	137.9	1.1	1	151.7	0.028	0.35	0.08
F.1_6	BOR. Y	4.7	2.2	5.1	2.2	21.6	111.7	0.0	16.3	0.0	6.0	134.1	1	1	134.1	0.025	0.35	0.07
F.2_6	BOR. Y	4.7	2.2	4.8	5.1	22.5	116.4	0.0	16.7	0.0	6.0	139.1	1	1.1	153.0	0.028	0.35	0.08
F.3_6	BOR. Y	4.7	2.2	4.8	4.8	21.8	112.9	0.0	16.4	0.0	6.0	135.3	1	1.1	148.9	0.028	0.35	0.08
F.4_6	BOR. Y	4.7	2.2	2.2	4.8	20.9	108.2	0.0	16.1	0.0	6.0	130.3	1	1	130.3	0.024	0.35	0.07

IPOTIZZATI AL PIANO CORRENTE					
PIL.	B (m)	L (m)	p _{PIL.} (kN/m)	H (m)	F (kN)
	0.3	0.4	3	2	6

PIL. BORDO	
b	35
h	40

PIL. INTERNO	
b	30
h	30

PILASTRI PIANO 6

COD.	TIPO	AREA DI INFLUENZA				F _{AGENTE} (kN)				F _{TOT} (kN)	CONTIN.		F* (kN)	A ^{PIL} (m ²)	L ^{FIX} (m)	L ^T (m)	L ^P (m)		
		L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	L ₄ (m)	A ^E	A ^I	P. SUP.	SOL.		SBAL	TR.						PIL.	Cx
A.1_6	BOR. Y	1.7	4.7	5.1	1.7	6.0	11.2	134.1	44.8	66.1	14.6	9.6	269.2	1	1	269.2	0.05	0.35	0.14
A.2_6	BOR. Y	0.0	4.7	4.8	5.1	11.6	0.0	139.1	87.0	0.0	12.8	9.6	248.6	1	1.1	273.4	0.05	0.35	0.14
A.3_6	BOR. Y	0.0	4.7	4.8	4.8	11.3	0.0	135.3	84.4	0.0	12.6	9.6	241.9	1	1.1	266.1	0.05	0.35	0.14
A.4_6	BOR. Y	0.0	4.7	0.0	4.8	5.6	0.0	130.3	42.2	0.0	8.3	9.6	190.4	1	1	190.4	0.04	0.35	0.10
B.1_6	BOR. X	4.7	5.0	5.1	0.0	12.4	0.0	142.0	92.5	0.0	13.0	9.6	257.1	1.1	1	282.8	0.05	0.35	0.15
B.2_6	INT.	4.7	5.0	4.8	5.1	24.0	0.0	147.3	179.6	0.0	17.2	9.6	353.7	1.1	1.1	428.0	0.06	x	0.24
B.3_6	INT.	4.7	5.0	4.8	4.8	23.3	0.0	143.3	174.1	0.0	17.0	9.6	344.0	1.1	1.1	416.2	0.05	x	0.23
B.4_6	BOR. X	4.7	5.0	0.0	4.8	11.6	0.0	137.9	87.1	0.0	12.7	9.6	247.4	1.1	1	272.1	0.05	0.35	0.14
C.1_6	BOR. X	5.0	4.5	5.1	0.0	12.1	0.0	139.3	90.6	0.0	12.8	9.6	252.4	1.05	1	265.0	0.05	0.35	0.14
C.2_6	INT. Y	5.0	4.5	4.8	5.1	23.5	0.0	144.6	175.9	0.0	17.0	9.6	347.1	1.05	1.1	400.9	0.07	0.35	0.21
C.3_6	INT.	5.0	4.5	4.8	4.8	22.8	0.0	140.7	170.5	0.0	16.8	9.6	337.6	1.05	1.1	389.9	0.05	x	0.23
C.4_6	BOR. X	5.0	4.5	1.7	4.8	11.4	8.1	135.4	85.3	47.6	15.5	9.6	293.4	1.05	1	308.0	0.06	0.35	0.16
D.1_6	BOR. X	4.5	5.0	5.1	0.0	12.1	0.0	139.3	90.6	0.0	12.8	9.6	252.4	1.05	1	265.0	0.05	0.35	0.14
D.2_6	INT. Y	4.5	5.0	4.8	5.1	23.5	0.0	144.6	175.9	0.0	17.0	9.6	347.1	1.05	1.1	400.9	0.07	0.35	0.21
D.3_6	INT.	4.5	5.0	4.8	4.8	22.8	0.0	140.7	170.5	0.0	16.8	9.6	337.6	1.05	1.1	389.9	0.05	x	0.23
D.4_6	BOR. X	4.5	5.0	1.7	4.8	11.4	8.1	135.4	85.3	47.6	15.5	9.6	293.4	1.05	1	308.0	0.06	0.35	0.16
E.1_6	BOR. X	5.0	4.7	5.1	0.0	12.4	0.0	142.0	92.5	0.0	13.0	9.6	257.1	1.1	1	282.8	0.05	0.35	0.15
E.2_6	INT.	5.0	4.7	4.8	5.1	24.0	0.0	147.3	179.6	0.0	17.2	9.6	353.7	1.1	1.1	428.0	0.06	x	0.24
E.3_6	INT.	5.0	4.7	4.8	4.8	23.3	0.0	143.3	174.1	0.0	17.0	9.6	344.0	1.1	1.1	416.2	0.05	x	0.23
E.4_6	BOR. X	5.0	4.7	0.0	4.8	11.6	0.0	137.9	87.1	0.0	12.7	9.6	247.4	1.1	1	272.1	0.05	0.35	0.14
F.1_6	BOR. Y	4.7	1.7	5.1	1.7	6.0	11.2	134.1	44.8	66.1	14.6	9.6	269.2	1	1	269.2	0.05	0.35	0.14
F.2_6	BOR. Y	4.7	0.0	4.8	5.1	11.6	0.0	139.1	87.0	0.0	12.8	9.6	248.6	1	1.1	273.4	0.05	0.35	0.14
F.3_6	BOR. Y	4.7	0.0	4.8	4.8	11.3	0.0	135.3	84.4	0.0	12.6	9.6	241.9	1	1.1	266.1	0.05	0.35	0.14
F.4_6	BOR. Y	4.7	0.0	0.0	4.8	5.6	0.0	130.3	42.2	0.0	8.3	9.6	190.4	1	1	190.4	0.04	0.35	0.10

IPOTIZZATI AL PIANO CORRENTE				
PIL.	B (m)	P _{PIL} (kN/m)	H (m)	F (kN)
	0.3	0.4	3	9.6

PIL. BORDO	
b	35
h	40

PIL. INTERNO	
b	30
h	30

PILASTRI PIANO 5

COD.	TIPO	AREA DI INFLUENZA						F _{AGENTE} (kN)						F _{TOT} (kN)	CONTIN.		F* (kN)	A ^{PIL} (m ²)	L ^{FIX} (m)	L ^T (m)	L ^P (m)
		L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	L ₄ (m)	A ^{IN}	A ^E	P. SUP.	SOL.	SBAL	TR.	PIL.	Cx		Cy						
A.1_5	BOR. Y	1.7	4.7	5.1	1.7	6.0	11.2	269.2	44.8	66.1	14.6	9.0	403.7	1	1	403.7	0.07	0.35	0.21		
A.2_5	BOR. Y	0.0	4.7	4.8	5.1	11.6	0.0	248.6	87.0	0.0	12.8	9.0	357.4	1	1.1	393.1	0.07	0.35	0.21		
A.3_5	BOR. Y	0.0	4.7	4.8	4.8	11.3	0.0	241.9	84.4	0.0	12.6	9.0	347.8	1	1.1	382.6	0.07	0.35	0.20		
A.4_5	BOR. Y	0.0	4.7	0.0	4.8	5.6	0.0	190.4	42.2	0.0	8.3	9.0	250.0	1	1	250.0	0.05	0.35	0.13		
B.1_5	BOR. X	4.7	5.0	5.1	0.0	12.4	0.0	257.1	92.5	0.0	13.0	9.0	371.6	1.1	1	408.8	0.08	0.35	0.22		
B.2_5	INT.	4.7	5.0	4.8	5.1	24.0	0.0	353.7	179.6	0.0	17.2	9.0	559.5	1.1	1.1	677.0	0.09	x	0.30	0.30	
B.3_5	INT.	4.7	5.0	4.8	4.8	23.3	0.0	344.0	174.1	0.0	17.0	9.0	544.1	1.1	1.1	658.4	0.09	x	0.29		
B.4_5	BOR. X	4.7	5.0	0.0	4.8	11.6	0.0	247.4	87.1	0.0	12.7	9.0	356.2	1.1	1	391.8	0.07	0.35	0.21		
C.1_5	BOR. X	5.0	4.5	5.1	0.0	12.1	0.0	252.4	90.6	0.0	12.8	9.0	364.8	1.05	1	383.0	0.07	0.35	0.20		
C.2_5	INT. Y	5.0	4.5	4.8	5.1	23.5	0.0	347.1	175.9	0.0	17.0	9.0	549.0	1.05	1.1	634.1	0.12	0.35	0.34		
C.3_5	INT.	5.0	4.5	4.8	4.8	22.8	0.0	337.6	170.5	0.0	16.8	9.0	533.9	1.05	1.1	616.7	0.08	x	0.28		
C.4_5	BOR. X	5.0	4.5	1.7	4.8	11.4	8.1	293.4	85.3	47.6	15.5	9.0	450.8	1.05	1	473.3	0.09	0.35	0.25		
D.1_5	BOR. X	4.5	5.0	5.1	0.0	12.1	0.0	252.4	90.6	0.0	12.8	9.0	364.8	1.05	1	383.0	0.07	0.35	0.20		
D.2_5	INT. Y	4.5	5.0	4.8	5.1	23.5	0.0	347.1	175.9	0.0	17.0	9.0	549.0	1.05	1.1	634.1	0.12	0.35	0.34	0.50	
D.3_5	INT.	4.5	5.0	4.8	4.8	22.8	0.0	337.6	170.5	0.0	16.8	9.0	533.9	1.05	1.1	616.7	0.08	x	0.28		
D.4_5	BOR. X	4.5	5.0	1.7	4.8	11.4	8.1	293.4	85.3	47.6	15.5	9.0	450.8	1.05	1	473.3	0.09	0.35	0.25		
E.1_5	BOR. X	5.0	4.7	5.1	0.0	12.4	0.0	257.1	92.5	0.0	13.0	9.0	371.6	1.1	1	408.8	0.08	0.35	0.22		
E.2_5	INT.	5.0	4.7	4.8	5.1	24.0	0.0	353.7	179.6	0.0	17.2	9.0	559.5	1.1	1.1	677.0	0.09	x	0.30		
E.3_5	INT.	5.0	4.7	4.8	4.8	23.3	0.0	344.0	174.1	0.0	17.0	9.0	544.1	1.1	1.1	658.4	0.09	x	0.29		
E.4_5	BOR. X	5.0	4.7	0.0	4.8	11.6	0.0	247.4	87.1	0.0	12.7	9.0	356.2	1.1	1	391.8	0.07	0.35	0.21		
F.1_5	BOR. Y	4.7	1.7	5.1	1.7	6.0	11.2	269.2	44.8	66.1	14.6	9.0	403.7	1	1	403.7	0.07	0.35	0.21		
F.2_5	BOR. Y	4.7	0.0	4.8	5.1	11.6	0.0	248.6	87.0	0.0	12.8	9.0	357.4	1	1.1	393.1	0.07	0.35	0.21		
F.3_5	BOR. Y	4.7	0.0	4.8	4.8	11.3	0.0	241.9	84.4	0.0	12.6	9.0	347.8	1	1.1	382.6	0.07	0.35	0.20		
F.4_5	BOR. Y	4.7	0.0	0.0	4.8	5.6	0.0	190.4	42.2	0.0	8.3	9.0	250.0	1	1	250.0	0.05	0.35	0.13		

IPOTIZZATI AL PIANO CORRENTE			
PIL.	B (m)	p _{PIL} (kN/m)	F (kN)
	0.3	3	9.00

PIL. BORDO	
b	35
h	50

PIL. INTERNO	
b	30
h	30

PILASTRI PIANO 4

COD.	TIPO	AREA DI INFLUENZA				F _{AGENTE} (kN)				F _{TOT} (kN)	CONTIN.		A ^{PIL} (m ²)	L ^{FIX} (m)	L ^T (m)	L ^P (m)		
		L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	L ₄ (m)	A ^{IN}	A ^E	P. SUP.	SOL.		SBAL	TR.					PIL.	Cx
A.1_4	BOR. Y	1.7	4.7	5.1	1.7	6.0	11.2	403.7	44.8	66.1	14.6	12.0	541.2	1	1	0.10	0.35	0.29
A.2_4	BOR. Y	0.0	4.7	4.8	5.1	11.6	0.0	357.4	87.0	0.0	12.8	12.0	469.2	1	1.1	0.10	0.35	0.27
A.3_4	BOR. Y	0.0	4.7	4.8	4.8	11.3	0.0	347.8	84.4	0.0	12.6	12.0	456.8	1	1.1	0.09	0.35	0.27
A.4_4	BOR. Y	0.0	4.7	0.0	4.8	5.6	0.0	250.0	42.2	0.0	8.3	12.0	312.5	1	1	0.06	0.35	0.17
B.1_4	BOR. X	4.7	5.0	5.1	0.0	12.4	0.0	371.6	92.5	0.0	13.0	12.0	489.1	1.1	1	0.10	0.35	0.29
B.2_4	INT.	4.7	5.0	4.8	5.1	24.0	0.0	559.5	179.6	0.0	17.2	12.0	768.3	1.1	1.1	0.12	x	0.35
B.3_4	INT.	4.7	5.0	4.8	4.8	23.3	0.0	544.1	174.1	0.0	17.0	12.0	747.2	1.1	1.1	0.12	x	0.34
B.4_4	BOR. X	4.7	5.0	0.0	4.8	11.6	0.0	356.2	87.1	0.0	12.7	12.0	468.0	1.1	1	0.10	0.35	0.27
C.1_4	BOR. X	5.0	4.5	5.1	0.0	12.1	0.0	364.8	90.6	0.0	12.8	12.0	480.2	1.05	1	0.09	0.35	0.27
C.2_4	INT. Y	5.0	4.5	4.8	5.1	23.5	0.0	549.0	175.9	0.0	17.0	12.0	754.0	1.05	1.1	0.16	0.35	0.46
C.3_4	INT.	5.0	4.5	4.8	4.8	22.8	0.0	533.9	170.5	0.0	16.8	12.0	733.2	1.05	1.1	0.11	x	0.33
C.4_4	BOR. X	5.0	4.5	1.7	4.8	11.4	8.1	450.8	85.3	47.6	15.5	12.0	611.1	1.05	1	0.12	0.35	0.34
D.1_4	BOR. X	4.5	5.0	5.1	0.0	12.1	0.0	364.8	90.6	0.0	12.8	12.0	480.2	1.05	1	0.09	0.35	0.27
D.2_4	INT. Y	4.5	5.0	4.8	5.1	23.5	0.0	549.0	175.9	0.0	17.0	12.0	754.0	1.05	1.1	0.16	0.35	0.46
D.3_4	INT.	4.5	5.0	4.8	4.8	22.8	0.0	533.9	170.5	0.0	16.8	12.0	733.2	1.05	1.1	0.11	x	0.33
D.4_4	BOR. X	4.5	5.0	1.7	4.8	11.4	8.1	450.8	85.3	47.6	15.5	12.0	611.1	1.05	1	0.12	0.35	0.34
E.1_4	BOR. X	5.0	4.7	5.1	0.0	12.4	0.0	371.6	92.5	0.0	13.0	12.0	489.1	1.1	1	0.10	0.35	0.29
E.2_4	INT.	5.0	4.7	4.8	5.1	24.0	0.0	559.5	179.6	0.0	17.2	12.0	768.3	1.1	1.1	0.12	x	0.35
E.3_4	INT.	5.0	4.7	4.8	4.8	23.3	0.0	544.1	174.1	0.0	17.0	12.0	747.2	1.1	1.1	0.12	x	0.34
E.4_4	BOR. X	5.0	4.7	0.0	4.8	11.6	0.0	356.2	87.1	0.0	12.7	12.0	468.0	1.1	1	0.10	0.35	0.27
F.1_4	BOR. Y	4.7	1.7	5.1	1.7	6.0	11.2	403.7	44.8	66.1	14.6	12.0	541.2	1	1	0.10	0.35	0.29
F.2_4	BOR. Y	4.7	0.0	4.8	5.1	11.6	0.0	357.4	87.0	0.0	12.8	12.0	469.2	1	1.1	0.10	0.35	0.27
F.3_4	BOR. Y	4.7	0.0	4.8	4.8	11.3	0.0	347.8	84.4	0.0	12.6	12.0	456.8	1	1.1	0.09	0.35	0.27
F.4_4	BOR. Y	4.7	0.0	0.0	4.8	5.6	0.0	250.0	42.2	0.0	8.3	12.0	312.5	1	1	0.06	0.35	0.17

PIL.	IPOTIZZATI AL PIANO CORRENTE				
	B (m)	L (m)	P _{PIL.} (kN/m)	H (m)	F (kN)
	0.4	0.4	4	3	12.00

PIL. BORDO	
b	35
h	60

PIL. INTERNO	
b	40
h	40

PILASTRI PIANO 3

COD.	TIPO	AREA DI INFLUENZA					F _{AGENTE} (kN)					F _{TOT} (kN)	CONTIN.		F* (kN)	A ^{PIL} (m ²)	L ^{FIX} (m)	L ^T (m)	L ^P (m)	
		L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	L ₄ (m)	A ^{IN}	A ^E	P. SUP.	SOL.	SBAL	TR.		PIL.	Cx						Cy
A.1_3	BOR.Y	1.7	4.7	5.1	1.7	6.0	11.2	541	45	66.1	14.6	12.8	679.4	1	1	679.4	0.13	0.35	0.36	
A.2_3	BOR.Y	0.0	4.7	4.8	5.1	11.6	0.0	469	87	0.0	12.8	12.8	581.9	1	1.1	640.1	0.12	0.35	0.34	
A.3_3	BOR.Y	0.0	4.7	4.8	4.8	11.3	0.0	457	84	0.0	12.6	12.8	566.5	1	1.1	623.1	0.12	0.35	0.33	
A.4_3	BOR.Y	0.0	4.7	0.0	4.8	5.6	0.0	312	42	0.0	8.3	12.8	375.8	1	1	375.8	0.07	0.35	0.20	
B.1_3	BOR.X	4.7	5.0	5.1	0.0	12.4	0.0	489	93	0.0	13.0	12.8	607.4	1.1	1	668.2	0.12	0.35	0.35	
B.2_3	INT.	4.7	5.0	4.8	5.1	24.0	0.0	768	180	0.0	17.2	12.8	977.9	1.1	1.1	1183.3	0.15	x	0.39	0.40
B.3_3	INT.	4.7	5.0	4.8	4.8	23.3	0.0	747	174	0.0	17.0	12.8	951.1	1.1	1.1	1150.8	0.15	x	0.39	
B.4_3	BOR.X	4.7	5.0	0.0	4.8	11.6	0.0	468	87	0.0	12.7	12.8	580.6	1.1	1	638.6	0.12	0.35	0.34	
C.1_3	BOR.X	5.0	4.5	5.1	0.0	12.1	0.0	480	91	0.0	12.8	12.8	596.5	1.05	1	626.3	0.12	0.35	0.33	
C.2_3	INT.Y	5.0	4.5	4.8	5.1	23.5	0.0	754	176	0.0	17.0	12.8	959.7	1.05	1.1	1108.4	0.21	0.35	0.59	
C.3_3	INT.	5.0	4.5	4.8	4.8	22.8	0.0	733	171	0.0	16.8	12.8	933.3	1.05	1.1	1078.0	0.14	x	0.37	
C.4_3	BOR.X	5.0	4.5	1.7	4.8	11.4	8.1	611	85	47.6	15.5	12.8	772.3	1.05	1	810.9	0.15	0.35	0.43	
D.1_3	BOR.X	4.5	5.0	5.1	0.0	12.1	0.0	480	91	0.0	12.8	12.8	596.5	1.05	1	626.3	0.12	0.35	0.33	
D.2_3	INT.Y	4.5	5.0	4.8	5.1	23.5	0.0	754	176	0.0	17.0	12.8	959.7	1.05	1.1	1108.4	0.21	0.35	0.59	0.70
D.3_3	INT.	4.5	5.0	4.8	4.8	22.8	0.0	733	171	0.0	16.8	12.8	933.3	1.05	1.1	1078.0	0.14	x	0.37	
D.4_3	BOR.X	4.5	5.0	1.7	4.8	11.4	8.1	611	85	47.6	15.5	12.8	772.3	1.05	1	810.9	0.15	0.35	0.43	
E.1_3	BOR.X	5.0	4.7	5.1	0.0	12.4	0.0	489	93	0.0	13.0	12.8	607.4	1.1	1	668.2	0.12	0.35	0.35	
E.2_3	INT.	5.0	4.7	4.8	5.1	24.0	0.0	768	180	0.0	17.2	12.8	977.9	1.1	1.1	1183.3	0.15	x	0.39	
E.3_3	INT.	5.0	4.7	4.8	4.8	23.3	0.0	747	174	0.0	17.0	12.8	951.1	1.1	1.1	1150.8	0.15	x	0.39	
E.4_3	BOR.X	5.0	4.7	0.0	4.8	11.6	0.0	468	87	0.0	12.7	12.8	580.6	1.1	1	638.6	0.12	0.35	0.34	
F.1_3	BOR.Y	4.7	1.7	5.1	1.7	6.0	11.2	541	45	66.1	14.6	12.8	679.4	1	1	679.4	0.13	0.35	0.36	
F.2_3	BOR.Y	4.7	0.0	4.8	5.1	11.6	0.0	469	87	0.0	12.8	12.8	581.9	1	1.1	640.1	0.12	0.35	0.34	
F.3_3	BOR.Y	4.7	0.0	4.8	4.8	11.3	0.0	457	84	0.0	12.6	12.8	566.5	1	1.1	623.1	0.12	0.35	0.33	
F.4_3	BOR.Y	4.7	0.0	0.0	4.8	5.6	0.0	312	42	0.0	8.3	12.8	375.8	1	1	375.8	0.07	0.35	0.20	

IPOTIZZATI AL PIANO CORRENTE				
PIL.	B (m)	P _{PIL} (kN/m)	H (m)	F (kN)
	0.4	4	3.2	12.8

PIL. BORDO	
b	35
h	70

PIL. INTERNO	
b	40
h	40

PILASTRI PIANO 2

COD.	TIPO	AREA DI INFLUENZA							F _{AGENTE} (kN)					CONTIN.		F [*] (kN)	A ^{PIL} (m ²)	L ^{FIX} (m)	L ^T (m)	L ^P (m)
		L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	L ₄ (m)	A ^{IN}	A ^E	P. SUP.	SOL.	SBAL	TR.	PIL.	F _{TOT} (kN)	Cx	Cy					
A.1_2	BOR. Y	1.7	4.7	5.1	1.7	6.0	11.2	679	45	66.1	14.6	18.8	823.7	1	1	823.7	0.15	0.35	0.44	
A.2_2	BOR. Y	0.0	4.7	4.8	5.1	11.6	0.0	582	87	0.0	12.8	18.8	700.5	1	1.1	770.5	0.14	0.35	0.41	
A.3_2	BOR. Y	0.0	4.7	4.8	4.8	11.3	0.0	566	84	0.0	12.6	18.8	682.2	1	1.1	750.4	0.14	0.35	0.40	
A.4_2	BOR. Y	0.0	4.7	0.0	4.8	5.6	0.0	376	42	0.0	8.3	18.8	445.1	1	1	445.1	0.08	0.35	0.24	
B.1_2	BOR. X	4.7	5.0	5.1	0.0	12.4	0.0	607	93	0.0	13.0	18.8	731.7	1.1	1	804.8	0.15	0.35	0.43	
B.2_2	INT.	4.7	5.0	4.8	5.1	24.0	0.0	978	180	0.0	17.2	18.8	1193.5	1.1	1.1	1444.1	0.19	x	0.43	0.50
B.3_2	INT.	4.7	5.0	4.8	4.8	23.3	0.0	951	174	0.0	17.0	18.8	1160.9	1.1	1.1	1404.7	0.18	x	0.43	
B.4_2	BOR. X	4.7	5.0	0.0	4.8	11.6	0.0	581	87	0.0	12.7	18.8	699.1	1.1	1	769.0	0.14	0.35	0.41	
C.1_2	BOR. X	5.0	4.5	5.1	0.0	12.1	0.0	596	91	0.0	12.8	18.8	718.6	1.05	1	754.6	0.14	0.35	0.40	
C.2_2	INT. Y	5.0	4.5	4.8	5.1	23.5	0.0	960	176	0.0	17.0	18.8	1171.3	1.05	1.1	1352.9	0.25	0.35	0.72	
C.3_2	INT.	5.0	4.5	4.8	4.8	22.8	0.0	933	171	0.0	16.8	18.8	1139.4	1.05	1.1	1316.0	0.17	x	0.41	
C.4_2	BOR. X	5.0	4.5	1.7	4.8	11.4	8.1	772	85	47.6	15.5	18.8	939.5	1.05	1	986.4	0.18	0.35	0.52	
D.1_2	BOR. X	4.5	5.0	5.1	0.0	12.1	0.0	596	91	0.0	12.8	18.8	718.6	1.05	1	754.6	0.14	0.35	0.40	
D.2_2	INT. Y	4.5	5.0	4.8	5.1	23.5	0.0	960	176	0.0	17.0	18.8	1171.3	1.05	1.1	1352.9	0.25	0.35	0.72	0.80
D.3_2	INT.	4.5	5.0	4.8	4.8	22.8	0.0	933	171	0.0	16.8	18.8	1139.4	1.05	1.1	1316.0	0.17	x	0.41	
D.4_2	BOR. X	4.5	5.0	1.7	4.8	11.4	8.1	772	85	47.6	15.5	18.8	939.5	1.05	1	986.4	0.18	0.35	0.52	
E.1_2	BOR. X	5.0	4.7	5.1	0.0	12.4	0.0	607	93	0.0	13.0	18.8	731.7	1.1	1	804.8	0.15	0.35	0.43	
E.2_2	INT.	5.0	4.7	4.8	5.1	24.0	0.0	978	180	0.0	17.2	18.8	1193.5	1.1	1.1	1444.1	0.19	x	0.43	
E.3_2	INT.	5.0	4.7	4.8	4.8	23.3	0.0	951	174	0.0	17.0	18.8	1160.9	1.1	1.1	1404.7	0.18	x	0.43	
E.4_2	BOR. X	5.0	4.7	0.0	4.8	11.6	0.0	581	87	0.0	12.7	18.8	699.1	1.1	1	769.0	0.14	0.35	0.41	
F.1_2	BOR. Y	4.7	1.7	5.1	1.7	6.0	11.2	679	45	66.1	14.6	18.8	823.7	1	1	823.7	0.15	0.35	0.44	
F.2_2	BOR. Y	4.7	0.0	4.8	5.1	11.6	0.0	582	87	0.0	12.8	18.8	700.5	1	1.1	770.5	0.14	0.35	0.41	
F.3_2	BOR. Y	4.7	0.0	4.8	4.8	11.3	0.0	566	84	0.0	12.6	18.8	682.2	1	1.1	750.4	0.14	0.35	0.40	
F.4_2	BOR. Y	4.7	0.0	0.0	4.8	5.6	0.0	376	42	0.0	8.3	18.8	445.1	1	1	445.1	0.08	0.35	0.24	

IPOTIZZATI AL PIANO CORRENTE				
PIL.	B (m)	p _{PIL} (kN/m)	H (m)	F (kN)
	0.5	6.25	3	18.75

PIL. BORDO	
b	35
h	80

PIL. INTERNO	
b	50
h	50

PILASTRI PIANO P1

COD.	TIPO	AREA DI INFLUENZA								F _{AGENTE} (kN)					F _{TOT} (kN)	CONTIN.		A ^{PIL} (m ²)	L ^{FIX} (m)	L ^T (m)	L ^P (m)
		L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	L ₄ (m)	A ^{IN}	A ^E	P. SUP.	SOL.	SBAL	TR.	PIL.	Cx	Cy							
A.1_1	BOR. Y	1.7	4.7	5.1	1.7	6.0	11.2	824	45	66.1	14.6	25.2	974.4	1	1	0.18	0.35	0.52			
A.2_1	BOR. Y	0.0	4.7	4.8	5.1	11.6	0.0	700	87	0.0	12.8	25.2	825.5	1	1.1	0.17	0.35	0.48			
A.3_1	BOR. Y	0.0	4.7	4.8	4.8	11.3	0.0	682	84	0.0	12.6	25.2	804.3	1	1.1	0.16	0.35	0.47			
A.4_1	BOR. Y	0.0	4.7	0.0	4.8	5.6	0.0	445	42	0.0	8.3	25.2	520.8	1	1	0.10	0.35	0.28			
B.1_1	BOR. X	4.7	5.0	5.1	0.0	12.4	0.0	732	93	0.0	13.0	25.2	862.4	1.1	1	0.18	0.35	0.50			
B.2_1	INT.	4.7	5.0	4.8	5.1	24.0	0.0	1193	180	0.0	17.2	25.2	1415.5	1.1	1.1	0.22	x	0.47	0.50		
B.3_1	INT.	4.7	5.0	4.8	4.8	23.3	0.0	1161	174	0.0	17.0	25.2	1377.2	1.1	1.1	0.22	x	0.47			
B.4_1	BOR. X	4.7	5.0	0.0	4.8	11.6	0.0	699	87	0.0	12.7	25.2	824.1	1.1	1	0.17	0.35	0.48			
C.1_1	BOR. X	5.0	4.5	5.1	0.0	12.1	0.0	719	91	0.0	12.8	25.2	847.3	1.05	1	0.17	0.35	0.47			
C.2_1	INT. Y	5.0	4.5	4.8	5.1	23.5	0.0	1171	176	0.0	17.0	25.2	1389.5	1.05	1.1	0.30	0.35	0.85	0.90		
C.3_1	INT.	5.0	4.5	4.8	4.8	22.8	0.0	1139	171	0.0	16.8	25.2	1351.9	1.05	1.1	0.20	x	0.45			
C.4_1	BOR. X	5.0	4.5	1.7	4.8	11.4	8.1	939	85	47.6	15.5	25.2	1113.0	1.05	1	0.22	0.35	0.62			
D.1_1	BOR. X	4.5	5.0	5.1	0.0	12.1	0.0	719	91	0.0	12.8	25.2	847.3	1.05	1	0.17	0.35	0.47			
D.2_1	INT. Y	4.5	5.0	4.8	5.1	23.5	0.0	1171	176	0.0	17.0	25.2	1389.5	1.05	1.1	0.30	0.35	0.85			
D.3_1	INT.	4.5	5.0	4.8	4.8	22.8	0.0	1139	171	0.0	16.8	25.2	1351.9	1.05	1.1	0.20	x	0.45			
D.4_1	BOR. X	4.5	5.0	1.7	4.8	11.4	8.1	939	85	47.6	15.5	25.2	1113.0	1.05	1	0.22	0.35	0.62			
E.1_1	BOR. X	5.0	4.7	5.1	0.0	12.4	0.0	732	93	0.0	13.0	25.2	862.4	1.1	1	0.18	0.35	0.50			
E.2_1	INT.	5.0	4.7	4.8	5.1	24.0	0.0	1193	180	0.0	17.2	25.2	1415.5	1.1	1.1	0.22	x	0.47			
E.3_1	INT.	5.0	4.7	4.8	4.8	23.3	0.0	1161	174	0.0	17.0	25.2	1377.2	1.1	1.1	0.22	x	0.47			
E.4_1	BOR. X	5.0	4.7	0.0	4.8	11.6	0.0	699	87	0.0	12.7	25.2	824.1	1.1	1	0.17	0.35	0.48			
F.1_1	BOR. Y	4.7	1.7	5.1	1.7	6.0	11.2	824	45	66.1	14.6	25.2	974.4	1	1	0.18	0.35	0.52			
F.2_1	BOR. Y	4.7	0.0	4.8	5.1	11.6	0.0	700	87	0.0	12.8	25.2	825.5	1	1.1	0.17	0.35	0.48			
F.3_1	BOR. Y	4.7	0.0	4.8	4.8	11.3	0.0	682	84	0.0	12.6	25.2	804.3	1	1.1	0.16	0.35	0.47			
F.4_1	BOR. Y	4.7	0.0	0.0	4.8	5.6	0.0	445	42	0.0	8.3	25.2	520.8	1	1	0.10	0.35	0.28			

IPOTIZZATI AL PIANO CORRENTE					
PIL.	B (m)	L (m)	P _{PIL} (kN/m)	H (m)	F (kN)
	0.35	0.9	7.875	3.2	25.20

PIL. BORDO	
b	h
35	90

PIL. INTERNO	
b	h
50	50

PILASTRI PIANO PT

COD.	TIPO	AREA DI INFLUENZA				F _{AGENTE} (kN)				F _{TOT} (kN)	CONTIN.		F* (kN)	A ^{PIL} (m ²)	L ^{FIX} (m)	L ^T (m)	L ^P (m)		
		L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	L ₄ (m)	A ^{IN}	A ^E	P. SUP.	SOL.		SBAL	TR.						PIL.	Cx
A.1_1	BOR.Y	2.2	4.7	5.1	2.2	6.0	15.6	974	45	92.0	16.3	25.2	1152.7	1	1	1153	0.21	0.35	0.61
A.2_1	BOR.Y	2.2	4.7	4.8	5.1	11.6	10.9	826	87	64.1	16.7	25.2	1018.6	1	1.1	1120	0.21	0.35	0.59
A.3_1	BOR.Y	2.2	4.7	4.8	4.8	11.3	10.6	804	84	62.2	16.4	25.2	992.5	1	1.1	1092	0.20	0.35	0.58
A.4_1	BOR.Y	2.2	4.7	2.2	4.8	5.6	15.3	521	42	90.1	16.1	25.2	694.4	1	1	694	0.13	0.35	0.37
B.1_1	BOR.X	4.7	5.0	5.1	2.2	12.4	10.7	862	93	62.8	16.9	25.2	1059.8	1.1	1	1166	0.22	0.35	0.62
B.2_1	INT.	4.7	5.0	4.8	5.1	24.0	0.0	1415	180	0.0	17.2	25.2	1637.5	1.1	1.1	1981	0.26	x	0.51
B.3_1	INT.	4.7	5.0	4.8	4.8	23.3	0.0	1377	174	0.0	17.0	25.2	1593.5	1.1	1.1	1928	0.25	x	0.50
B.4_1	BOR.X	4.7	5.0	2.2	4.8	11.6	10.7	824	87	62.8	16.6	25.2	1015.8	1.1	1	1117	0.21	0.35	0.59
C.1_1	BOR.X	5.0	4.5	5.1	2.2	12.1	10.5	847	91	61.6	16.7	25.2	1041.3	1.05	1	1093	0.20	0.35	0.58
C.2_1	INT.Y	5.0	4.5	4.8	5.1	23.5	0.0	1389	176	0.0	17.0	25.2	1607.6	1.05	1.1	1857	0.34	0.35	0.98
C.3_1	INT.	5.0	4.5	4.8	4.8	22.8	0.0	1352	171	0.0	16.8	25.2	1564.5	1.05	1.1	1807	0.23	x	0.48
C.4_1	BOR.X	5.0	4.5	2.2	4.8	11.4	10.5	1113	85	61.6	16.4	25.2	1301.5	1.05	1	1367	0.25	0.35	0.72
D.1_1	BOR.X	4.5	5.0	5.1	2.2	12.1	10.5	847	91	61.6	16.7	25.2	1041.3	1.05	1	1093	0.20	0.35	0.58
D.2_1	INT.Y	4.5	5.0	4.8	5.1	23.5	0.0	1389	176	0.0	17.0	25.2	1607.6	1.05	1.1	1857	0.34	0.35	0.98
D.3_1	INT.	4.5	5.0	4.8	4.8	22.8	0.0	1352	171	0.0	16.8	25.2	1564.5	1.05	1.1	1807	0.23	x	0.48
D.4_1	BOR.X	4.5	5.0	2.2	4.8	11.4	10.5	1113	85	61.6	16.4	25.2	1301.5	1.05	1	1367	0.25	0.35	0.72
E.1_1	BOR.X	5.0	4.7	5.1	2.2	12.4	10.7	862	93	62.8	16.9	25.2	1059.8	1.1	1	1166	0.22	0.35	0.62
E.2_1	INT.	5.0	4.7	4.8	5.1	24.0	0.0	1415	180	0.0	17.2	25.2	1637.5	1.1	1.1	1981	0.26	x	0.51
E.3_1	INT.	5.0	4.7	4.8	4.8	23.3	0.0	1377	174	0.0	17.0	25.2	1593.5	1.1	1.1	1928	0.25	x	0.50
E.4_1	BOR.X	5.0	4.7	2.2	4.8	11.6	10.7	824	87	62.8	16.6	25.2	1015.8	1.1	1	1117	0.21	0.35	0.59
F.1_1	BOR.Y	4.7	2.2	5.1	2.2	6.0	15.6	974	45	92.0	16.3	25.2	1152.7	1	1	1153	0.21	0.35	0.61
F.2_1	BOR.Y	4.7	2.2	4.8	5.1	11.6	10.9	826	87	64.1	16.7	25.2	1018.6	1	1.1	1120	0.21	0.35	0.59
F.3_1	BOR.Y	4.7	2.2	4.8	4.8	11.3	10.6	804	84	62.2	16.4	25.2	992.5	1	1.1	1092	0.20	0.35	0.58
F.4_1	BOR.Y	4.7	2.2	2.2	4.8	5.6	15.3	521	42	90.1	16.1	25.2	694.4	1	1	694	0.13	0.35	0.37

IPOTIZZATI AL PIANO CORRENTE			
PIL.	B (m)	P _{PIL} (kN/m)	F (kN)
	0.35	1	8.75
	L (m)	H (m)	F (kN)
	1	4.4	38.50

PIL. BORDO	
b	35
h	100

PIL. INTERNO	
b	50
h	50

Riepilogando la geometria dei pilastri adottata:

	PILASTRI RETTANGOLARI	PILASTRI QUADRATI
PIANO 7	35X40 cm ²	30X30 cm ²
PIANO 6	35X40 cm ²	30X30 cm ²
PIANO 5	35X50 cm ²	30X30 cm ²
PIANO 4	35X60 cm ²	40X40 cm ²
PIANO 3	35X70 cm ²	40X40 cm ²
PIANO 2	35X80 cm ²	50X50 cm ²
PIANO 1	35X90 cm ²	50X50 cm ²
PIANO T	35X100 cm ²	50X50 cm ²

4.5 - VERIFICA FATTIBILITA' DELLE FONDAZIONI E PREDIMENSIONAMENTO

PREDIMENSIONAMENTO DELLA BASE DELLA FONDAZIONE

Si assume un terreno omogeneo caratterizzato da $q_{\text{limite}} = 1 \text{ MPa}$.

Si ipotizza una fondazione costituita da un graticcio di travi rovesce. Per verificare se tale soluzione è adottabile, in fase di predimensionamento, si analizza l'impronta delle travi sul terreno affinché questo sopporti il carico del fabbricato.

Si opera un equilibrio verticale tra gli "scarichi" dal fabbricato (aumentati del 5% per tenere in conto il peso della trave rovescia) e la reazione offerta dal terreno.

Per gli "scarichi" uso due combinazioni:

1- la combinazione caratteristica (rara) di esercizio: $G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \Psi_{02} Q_{K2} + \Psi_{03} Q_{K3} + \dots$

2- la combinazione sismica affrontata come combinazione quasi permanente (SLE) ove l'azione orizzontale è tenuta in conto scontando la σ_{terreno} a metà.

L'azione orizzontale, infatti, genera un momento che può essere visto come una eccentricità applicata alla N di scarico del pilastro; in linearità tale eccentricità diventa "grande" quando la N sta sul nocciolo della sezione e il terreno risponde con un diagramma delle tensioni a triangolo: ovvero l'area delle tensioni offerte dal terreno da rettangolare viene dimezzata in triangolare.

(ATT.: Questo modello è applicabile se il terreno è omogeneo).

AZIONI PER LA COMBINAZIONE RARA

Carico portato dal solaio al metro quadro:

1) Solaio di copertura,

$$\Psi_{02} := 0.7$$

$$P_{\text{cop_fondazione}} := G_1 + G_{2_cop} + Q_{\text{neve}} + \Psi_{02} \cdot Q_{\text{manutenzione_cop}} = 6.465 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2) Solaio interpiano,

$$P_{\text{int_fondazione}} := G_1 + G_{2_int} + Q_{2_int} = 8.88 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{bal_fondazione}} := G_{1_bal} + G_{2_bal} + Q_{2_bal} = 8.284 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Carichi permanenti al metro lineare portati dalle travi e dalle fioriere:

$$P_{\text{fioriera}} = 1.477 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{trave_emergente}} = 4.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{trave_spessore}} = 3.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Variando l'input dei carichi agenti nel file excell precedente, ricavo facilmente gli "scarichi" che la base dei pilastri del piano terra portano alla fondazione per la combinazione rara.

Base fondazioni a trave rovescia per combinazione rara											VERIFICA	
COD.	SCARICHI (kN)	F _{FONDAZIONE} (kN)	σ_{MAX_TERR} (kN/m ²)	η	σ_{AMM} (kN/m ²)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	L ₄ (m)	B ^T (m)	B ^P (m)	σ_{AG} (kN/m ²)
A.1_0	1657.4	1823.1	1000	3	333.333	1.5	4.7	5.1	1.5	0.692		
A.2_0	1517.5	1669.3	1000	3	333.333	1.5	4.7	4.8	5.1	0.569		
A.3_0	1480.4	1628.5	1000	3	333.333	1.5	4.7	4.8	4.8	0.565		
A.4_0	994.8	1094.3	1000	3	333.333	1.5	4.7	1.5	4.8	0.469		
B.1_0	1570.2	1727.2	1000	3	333.333	4.7	5.0	5.1	1.5	0.582		
B.2_0	2508.0	2758.8	1000	3	333.333	4.7	5.0	4.8	5.1	0.845		
B.3_0	2444.1	2688.6	1000	3	333.333	4.7	5.0	4.8	4.8	0.836		
B.4_0	1512.1	1663.4	1000	3	333.333	4.7	5.0	1.5	4.8	0.570		
C.1_0	1473.9	1621.2	1000	3	333.333	5.0	4.5	5.1	1.5	0.553		
C.2_0	2352.6	2587.9	1000	3	333.333	5.0	4.5	4.8	5.1	0.800		
C.3_0	2292.8	2522.1	1000	3	333.333	5.0	4.5	4.8	4.8	0.792		
C.4_0	1875.7	2063.2	1000	3	333.333	5.0	4.5	1.5	4.8	0.716		
D.1_0	1473.9	1621.2	1000	3	333.333	4.5	5.0	5.1	1.5	0.553		
D.2_0	2352.6	2587.9	1000	3	333.333	4.5	5.0	4.8	5.1	0.800		
D.3_0	2292.8	2522.1	1000	3	333.333	4.5	5.0	4.8	4.8	0.792		
D.4_0	1875.7	2063.2	1000	3	333.333	4.5	5.0	1.5	4.8	0.716		
E.1_0	1570.2	1727.2	1000	3	333.333	5.0	4.7	5.1	1.5	0.582		
E.2_0	2508.0	2758.8	1000	3	333.333	5.0	4.7	4.8	5.1	0.845	1	313.50
E.3_0	2444.1	2688.6	1000	3	333.333	5.0	4.7	4.8	4.8	0.836		
E.4_0	1512.1	1663.4	1000	3	333.333	5.0	4.7	1.5	4.8	0.570		
F.1_0	1657.4	1823.1	1000	3	333.333	4.7	1.5	5.1	1.5	0.692		
F.2_0	1517.5	1669.3	1000	3	333.333	4.7	1.5	4.8	5.1	0.569		
F.3_0	1480.4	1628.5	1000	3	333.333	4.7	1.5	4.8	4.8	0.565		
F.4_0	994.8	1094.3	1000	3	333.333	4.7	1.5	1.5	4.8	0.424		
											↓	
											BASE TEORICA MAX =	0.845

Base fondazioni a trave rovescia per combinazione sismica											VERIFICA	
COD.	SCARICHI (kN)	F _{FONDAZIONE} (kN)	σ_{MAX_TERR} (kN/m ²)	η	σ_{AMM} (kN/m ²)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	L ₄ (m)	B ^T (m)	B ^P (m)	σ_{AG} (kN/m ²)
A.1_1	1152.7	1210.4	1000	3	166.667	1.5	4.7	5.1	1.5	0.919		
A.2_1	1120.4	1176.4	1000	3	166.667	1.5	4.7	4.8	5.1	0.802		
A.3_1	1091.8	1146.4	1000	3	166.667	1.5	4.7	4.8	4.8	0.795		
A.4_1	694.4	729.1	1000	3	166.667	1.5	4.7	1.5	4.8	0.625		
B.1_1	1165.8	1224.1	1000	3	166.667	4.7	5.0	5.1	1.5	0.825		
B.2_1	1981.3	2080.4	1000	3	166.667	4.7	5.0	4.8	5.1	1.274		
B.3_1	1928.1	2024.5	1000	3	166.667	4.7	5.0	4.8	4.8	1.259		
B.4_1	1117.4	1173.3	1000	3	166.667	4.7	5.0	1.5	4.8	0.805		
C.1_1	1093.4	1148.0	1000	3	166.667	5.0	4.5	5.1	1.5	0.783		
C.2_1	1856.7	1949.6	1000	3	166.667	5.0	4.5	4.8	5.1	1.206		
C.3_1	1807.0	1897.3	1000	3	166.667	5.0	4.5	4.8	4.8	1.192		
C.4_1	1366.6	1434.9	1000	3	166.667	5.0	4.5	1.5	4.8	0.995		
D.1_1	1093.4	1148.0	1000	3	166.667	4.5	5.0	5.1	1.5	0.783		
D.2_1	1856.7	1949.6	1000	3	166.667	4.5	5.0	4.8	5.1	1.206		
D.3_1	1807.0	1897.3	1000	3	166.667	4.5	5.0	4.8	4.8	1.192		
D.4_1	1366.6	1434.9	1000	3	166.667	4.5	5.0	1.5	4.8	0.995		
E.1_1	1165.8	1224.1	1000	3	166.667	5.0	4.7	5.1	1.5	0.825		
E.2_1	1981.3	2080.4	1000	3	166.667	5.0	4.7	4.8	5.1	1.274	1.6	158.57
E.3_1	1928.1	2024.5	1000	3	166.667	5.0	4.7	4.8	4.8	1.259		
E.4_1	1117.4	1173.3	1000	3	166.667	5.0	4.7	1.5	4.8	0.805		
F.1_1	1152.7	1210.4	1000	3	166.667	4.7	1.5	5.1	1.5	0.919		
F.2_1	1120.4	1176.4	1000	3	166.667	4.7	1.5	4.8	5.1	0.802		
F.3_1	1091.8	1146.4	1000	3	166.667	4.7	1.5	4.8	4.8	0.795		
F.4_1	694.4	729.1	1000	3	166.667	4.7	1.5	1.5	4.8	0.564		
											↓	
											BASE TEORICA MAX =	1.274

La base di impronta sul terreno è 1,6 m.

Si assume una trave rovescia di base 1.4 m con ai lati un uno strato di magrone spesso 10cm e sporgente dal filo trave rovescia di almeno 10cm, in modo che le tensioni si distribuiscano nel magrone con angolo 45°.

$$B_{\text{fond}} := 1.4\text{m}$$

La base maggiore della trave di fondazione deriva da considerazioni geometriche sulle dimensioni dei pilastri. Usando in cantiere delle tavole in legno di spessore 2.5cm per le casseforme del getto, si prevede una base superiore della fondazione di 40cm.

$$b_{\text{fond}} := 0.4\text{m}$$

Le ali della trave rovescia provengono da questioni geometriche e dalla distribuzione del flusso di tensioni.

$$\beta_{\text{fond}} := \frac{B_{\text{fond}} - b_{\text{fond}}}{2} = 0.5\text{m}$$

$$h_{\text{fond_ala}} := \beta_{\text{fond}} = 0.5\text{m}$$

ALTEZZA TRAVE ROVESCIA

Per valutare l'altezza della trave rovescia si applica un modello grossolano, ma a vantaggio di sicurezza.

La trave rovescia più caricata viene isolata dal resto del graticcio e considerata come trave continua su più appoggi (dove gli appoggi sono i pilastri).

Considerando la combinazione sismica:

- 1) Il carico verticale in SLE portato dal singolo pilastro è ridistribuito sull'area di trave influenzata da quello stesso pilastro ottenendo un carico uniformemente distribuito.
- 2) Si risolve un modello di trave continua su più appoggi.
- 3) Si dimensiona a flessione rispetto al M_{max} l'altezza della trave rovescia di fondazione.

Le tensioni resistenti dei materiali sono ridotte per tenere conto dell'effetto sismico.

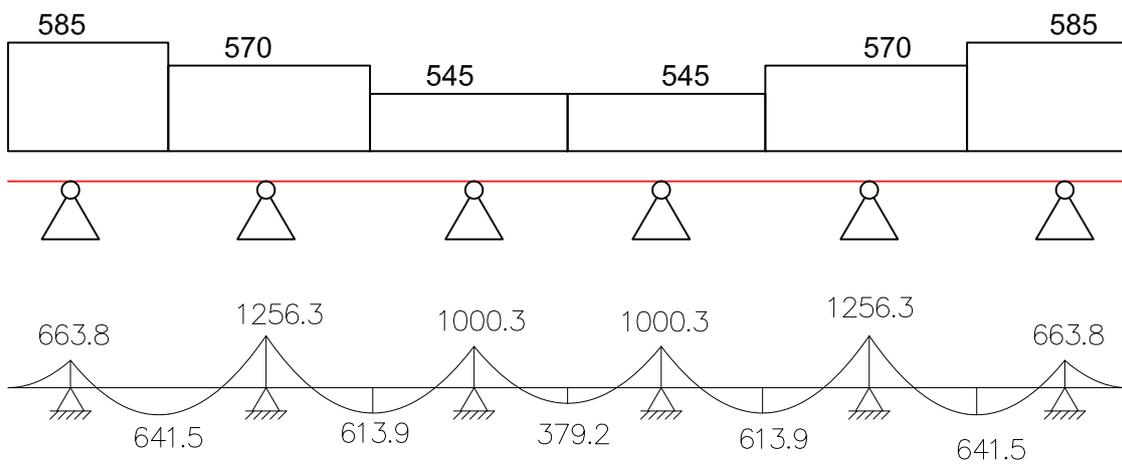
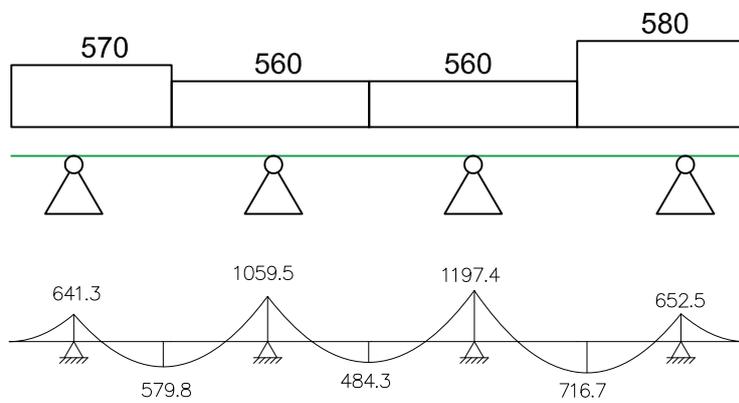
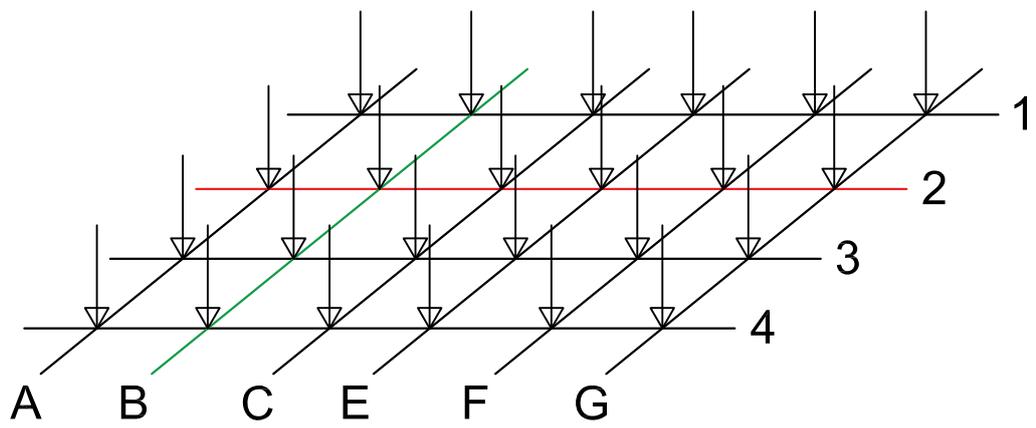
Perchè posso applicare questo modello?

Nella realtà i pilastri portano un carico concentrato sulle fondazioni.

Il caso reale richiede una distribuzione delle σ offerte dal terreno a campana con un massimo proprio al di sotto dello scarico concentrato portato dal pilastro.

Si sostituisce questo carico distribuito a campana con un carico rettangolare di stessa area; è intuitivo che, allontanando il carico dall'appoggio, il momento sull'appoggio (generalmente il più critico per una trave continua su più appoggi) aumenti.

Il momento critico con cui tale modello dimensiona l'altezza della trave è, quindi, sovrastimato.



$$M_{cr_fondazione} := 1256.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dati dei materiali:

$$R_{ck} = 35 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{c_amm} = 11 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{s_amm} = 255 \cdot \text{MPa}$$

$$n = 15$$

Coefficienti di progetto per il dimensionamento in TA:

$$s_{fond} := \frac{n \cdot \sigma_{c_amm}}{n \cdot \sigma_{c_amm} + \sigma_{s_amm}} = 0.393$$

$$r_{fond} := \sqrt{\frac{6}{\sigma_{c_amm} \cdot s_{fond} \cdot (3 - s_{fond})}} = 7.298 \times 10^{-4} \frac{\text{s}\cdot\text{m}^{0.5}}{\text{kg}^{0.5}}$$

$$t_{fond} := \frac{1}{\sigma_{s_amm} \cdot r_{fond} \cdot \left(1 - \frac{s_{fond}}{3}\right)} = 6.184 \times 10^{-6} \frac{\text{s}\cdot\text{m}^{0.5}}{\text{kg}^{0.5}}$$

$$d_{fond_teorica} := \left[r_{fond} \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{cr_fondazione}}{b_{fond}} \right)} \right] = 129.329 \cdot \text{cm}$$

$$d_{fond} := 1.35 \text{ m}$$

$$\delta_{fond} := 5 \text{ cm}$$

$$h_{fond} := d_{fond} + \delta_{fond} = 1.4 \text{ m}$$

Fine predimensionamento strutturale.

Al termine di questa fase posso creare un modello 3D su un solutore: note le rigidzze associate agli elementi posso conoscere le sollecitazioni agenti a SLU, SISMA, etc. etc. e dimensionare ogni oggetto.

5. DIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA SOLAIO E VERIFICA

Il modello di calcolo per il solaio è una trave continua su più appoggi che rappresenta un travetto con area di influenza 0.5m; considero la combinazione di carico fondamentale impiegata per gli SLU.

I coefficienti parziali per amplificare i carichi a SLU sono presi dalla TAB 2.6.I:

$$\gamma_{G1} := 1.3 \quad \gamma_{G2} := 1.5 \quad \gamma_{Q1} := 1.5 \quad \gamma_{Q2} := 1.5 \quad \psi_{02} := 0$$

Per massimizzare le sollecitazioni di progetto e dimensionare il travetto, considero l'involuppo delle diverse combinazioni di carico ottenute ponendo il carico variabile:

- 1) in modo alternato sulle campate per massimizzare il momento in campata
- 2) su due campate adiacenti e poi in modo alternato per massimizzare il momento sull'appoggio

Un metodo semplice di controllo dell'output del programma è controllare, se presente, la correttezza del momento sullo sbalzo.

Ipotizzato un modello di travetto con fessure di trazione a 45° (ultima parte di 4.1.2.1.3.1) causate dalla c.d.s. di taglio V, l'interazione tra M e V è considerata con una **traslazione del diagramma di involucro dei momenti**.

Le cds ottenute applicando al modello i carichi agenti (amplificati secondo normativa) sono quindi traslate:

$$\text{traslazione}(d_{\text{solaio}}) := \frac{0.9 \cdot d_{\text{solaio}}}{2}$$

Inoltre si aggiunge un momento fuori calcolo nelle cerniere estremali per ricordare che esiste un semi-incastro. Per il calcolo del momento all'estremità considero uno schema intermedio tra trave incastrata-incastrata e trave incastrata-incernierata caricata con la metà del carico permanente + variabile della campata considerata.

$$M_{\text{fuori_calcolo}}(l_{\text{camp}}, G_1, G_2, Q_2) := \frac{[(0.5m) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_2)] \cdot l_{\text{camp}}^2}{20}$$

La armatura del travetto è calcolata con un calcolo a flessione semplice mediante la formula:

$$A_s = M_E / (0.9 \cdot d_{\text{utile}} \cdot f_{yd})$$

Dopo il calcolo, si ottimizza e si perfeziona la disposizione dell'armatura nel travetto.

Successivamente, note le armature per ogni sezione, si verifica il Mu a flessione semplice della sezione doppiamente armata con le seguenti:

$$\chi(x) := \frac{\epsilon_{cu}}{x}$$

$$\bar{\epsilon}(x, y) := \chi(x) \cdot y$$

$$sN_{\text{bal}}(x, A_{\text{inf}}, A_{\text{sup}}) := \int_0^x b_{\text{travetto}} \cdot \sigma_{cls}(\bar{\epsilon}(x, y)) \cdot dy + \sigma_s(\bar{\epsilon}(x, x - d_{\text{solaio_bal}})) \cdot A_{\text{inf}} \dots \\ + \sigma_s(\bar{\epsilon}(x, x - d_{\text{solaio_bal}})) \cdot A_{\text{sup}}$$

$$M_{\text{bal_u}}(x, A_{\text{inf}}, A_{\text{sup}}) := \int_0^x b_{\text{travetto}} \cdot \sigma_{cls}(\bar{\epsilon}(x, y)) \cdot y \cdot dy + \sigma_s(\bar{\epsilon}(x, x - d_{\text{solaio_bal}})) \cdot A_{\text{inf}} \cdot (x - d_{\text{solaio_bal}}) \dots \\ + \sigma_s(\bar{\epsilon}(x, x - d_{\text{solaio_bal}})) \cdot A_{\text{sup}} \cdot (x - d_{\text{solaio_bal}})$$

$$sN_{\text{int}}(x, A_{\text{inf}}, A_{\text{sup}}) := \int_0^x b_{\text{travetto}} \cdot \sigma_{\text{cls}}(\varepsilon(x, y)) \, dy + \sigma_s(\varepsilon(x, x - \delta_{\text{solaio_int}})) \cdot A_{\text{inf}} \dots$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon(x, x - d_{\text{solaio_int}})) \cdot A_{\text{sup}}$$

$$M_{\text{int_u}}(x, A_{\text{inf}}, A_{\text{sup}}) := \int_0^x b_{\text{travetto}} \cdot \sigma_{\text{cls}}(\varepsilon(x, y)) \cdot y \, dy + \sigma_s(\varepsilon(x, x - \delta_{\text{solaio_int}})) \cdot A_{\text{inf}} \cdot (x - \delta_{\text{solaio_int}}) \dots$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon(x, x - d_{\text{solaio_int}})) \cdot A_{\text{sup}} \cdot (x - d_{\text{solaio_int}})$$

$$sN_{\text{cop}}(x, A_{\text{inf}}, A_{\text{sup}}) := \int_0^x b_{\text{travetto}} \cdot \sigma_{\text{cls}}(\varepsilon(x, y)) \, dy + \sigma_s(\varepsilon(x, x - \delta_{\text{solaio_cop}})) \cdot A_{\text{inf}} \dots$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon(x, x - d_{\text{solaio_cop}})) \cdot A_{\text{sup}}$$

$$M_{\text{cop_u}}(x, A_{\text{inf}}, A_{\text{sup}}) := \int_0^x b_{\text{travetto}} \cdot \sigma_{\text{cls}}(\varepsilon(x, y)) \cdot y \, dy + \sigma_s(\varepsilon(x, x - \delta_{\text{solaio_cop}})) \cdot A_{\text{inf}} \cdot (x - \delta_{\text{solaio_cop}}) \dots$$

$$+ \sigma_s(\varepsilon(x, x - d_{\text{solaio_cop}})) \cdot A_{\text{sup}} \cdot (x - d_{\text{solaio_cop}})$$

Tondini di ferro utilizzati nei solai sono:

$$\Phi_1 := 8\text{mm} \quad \Phi_2 := 12\text{mm} \quad \Phi_3 := 10\text{mm} \quad \Phi_4 := 14\text{mm}$$

Le cui aree sono:

$$A_{s\Phi 8} := \frac{\pi \cdot \Phi_1^2}{4} = 50.265 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s\Phi 12} := \frac{\pi \cdot \Phi_2^2}{4} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s\Phi 10} := \frac{\pi \cdot \Phi_3^2}{4} = 78.54 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s\Phi 14} := \frac{\pi \cdot \Phi_4^2}{4} = 153.938 \cdot \text{mm}^2$$

Le *lunghezze di ancoraggio* sono desunte dal paragrafo 11.2.10.2 delle NTC'08; per calsi di cls non superiori a 50/60 si può assumere come resistenza a trazione semplice (assiale) del cls il valore:

$$f_{\text{ctm}} := 0.30 \cdot \left(\frac{f_{\text{ck}}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.835 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{ctk}} := 0.7 \cdot f_{\text{ctm}} = 1.984 \cdot \text{MPa}$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo (4.1.2.1.1.4):

$$\eta := 1$$

$$f_{\text{bk}} := 2.25 \cdot \eta \cdot f_{\text{ctk}} = 4.465 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_{\text{cls}} = 1.5$$

Sempre nel paragrafo 4.1.2.1.1.4 riporta che per armature addensate o ancorate in zona tesa si deve ridurre di almeno 1.5 il f_{bd} .

$$f_{\text{bd_compresso}} := \frac{f_{\text{bk}}}{\gamma_{\text{cls}}} = 2.977 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{bd_teso} := \frac{f_{bk}}{1.5\gamma_{cls}} = 1.984 \cdot \text{MPa}$$

ANCORAGGIO IN ZONA COMPRESSA

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 8_compresso} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi_1}{4 \cdot f_{bd_compresso}} = 26.291 \cdot \text{cm} \quad \text{che approssimo a } \underline{30\text{cm}}$$

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 12_compresso} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi_2}{4 \cdot f_{bd_compresso}} = 39.436 \cdot \text{cm} \quad \text{che approssimo a } \underline{40\text{cm}}$$

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 10_compresso} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi_3}{4 \cdot f_{bd_compresso}} = 32.863 \cdot \text{cm} \quad \text{che approssimo a } \underline{40\text{cm}}$$

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 14_compresso} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi_4}{4 \cdot f_{bd_compresso}} = 46.009 \cdot \text{cm} \quad \text{che approssimo a } \underline{50\text{cm}}$$

ANCORAGGIO IN ZONA TESA

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 8_teso} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi_1}{4 \cdot f_{bd_teso}} = 39.436 \cdot \text{cm} \quad \text{che approssimo a } \underline{40\text{cm}}$$

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 2_teso} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi_2}{4 \cdot f_{bd_teso}} = 59.154 \cdot \text{cm} \quad \text{che approssimo a } \underline{60\text{cm}}$$

Inoltre, dal paragrafo 4.1.6.1.4 del d.m. 2008: la lunghezza minima di sovrapposizione tra due barre deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza tra le due barre (interferro trasversale) sovrapposte non deve superare 4 volte il diametro.

$$20 \cdot \Phi_1 = 16 \cdot \text{cm}$$

$$20 \cdot \Phi_2 = 24 \cdot \text{cm}$$

Infine si procede con la verifica del travetto a taglio; infatti i travetti del solaio non sono armati con staffe per rispondere al taglio.

Come da NTC'08 uso il V_{Rd} per valutare la resistenza al taglio:

$$V_{Rd} = \{ [0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_{cls}] + 0,15 \times \sigma_{cp} \} b_w d + (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) b_w d$$

con

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

5.1 SOLAIO DI COPERTURA

5.1.1 TRAVETTO G G': travetto ad asse inclinato

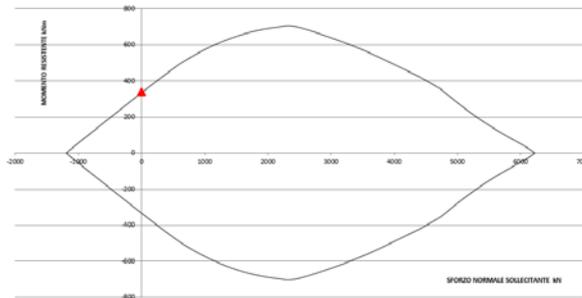
Per il calcolo del travetto di copertura posso far riferimento ad un modello semplificato.

Invece di considerare il travetto inclinato secondo l'andamento della falda, considero un travetto fittizio orizzontale *con le campate di pari lunghezza delle campate inclinate*.

Usando il modello di trave continua su più appoggi dovrei essere in condizioni cautelative poichè nella realtà il carico distribuito si scompone in due componenti:

- componente ortogonale al travetto che genera la M con cui si dimensiona il travetto a flessione;
- componente // al travetto che genera una compressione in tutti i tratti del travetto tranne che negli sbalzi finali; se si pensa al diagramma resistente M-N del travetto, la compressione sposta il punto di sollecitazione dall'asse verticale M verso destra e, quindi, da un contributo a vantaggio di sicurezza. L'eventuale verifica a pressoflessione semplice sarebbe, quindi, verificata.

L'unico tratto che non risulta a vantaggio di sicurezza per il modello generato è, come detto, lo sbalzo che lavora a tensoflessione retta; per limitare la sottoresistenza locale si ritiene opportuno *ridurre di 0.8 la resistenza del cls in fase di dimensionamento*.



DIMENSIONI DELLA SEZIONE DEL TRAVETTO DI COPERTURA

$$s_s := 5 \text{ cm}$$

$$d_{\text{solaio_cop}} = 21.4 \text{ cm}$$

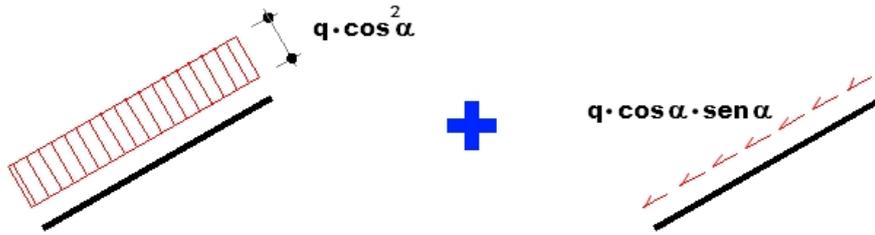
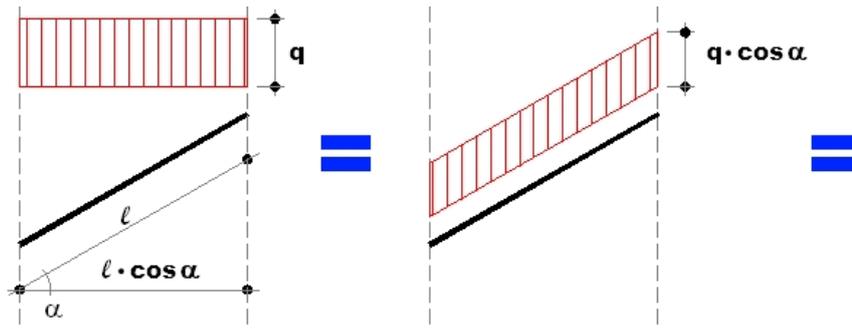
$$\delta_{\text{solaio_cop}} = 3.6 \text{ cm}$$

ANALISI DEI CARICHI

Lavorando su un travetto linearizzato rappresentativo di uno ad asse inclinato, i carichi propri (G1+G2) agenti sulla copertura rimangono invariati, mentre sia il carico da manutenzione che da neve devono essere rivalutati.

Nel caso del *carico da manutenzione* la persona che lavora in copertura occupa una superficie inclinata.

Nel caso della *neve*, la nube non vede il tetto e la neve si ridistribuisce lungo il tetto in funzione dell'inclinazione, ovvero della dimensione della campata.



$$G_1 = 3.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{2_cop} = 1.69 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{manutenzione_cop_incl} := Q_{manutenzione_cop} \cdot \cos(\alpha_{copertura}) = 0.467 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{neve_incl} := Q_{neve} \cdot (\cos(\alpha_{copertura}))^2 = 0.823 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{G1} = 1.3$$

$$\gamma_{G2} = 1.5$$

$$\gamma_{Q1} = 1.5$$

$$\gamma_{Q2} = 1.5 \quad \psi_{02} = 0$$

$$q_{1_cop} := (0.5\text{m}) \left(\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_{2_cop} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{neve_incl} + \psi_{02} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{manutenzione_cop} \right) = 4.147 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nel caso della copertura, non uso la disposizione a scacchiera dei carichi per ottenere un involucro. Oltre il carico proprio (G_1+G_2), infatti, il carico da neve non prende solo alcune campate e, se nevica, si distribuisce uniformemente su tutta la copertura.

TRASLAZIONE DELL'INVILUPPO

$$d_{solaio_cop} = 21.4 \cdot \text{cm}$$

$$\text{traslazione}(d_{solaio_cop}) = 9.63 \cdot \text{cm}$$

La traslazione dell'involuppo del momento è assunta per tutti i tipi di travetto di 10cm.

PROGETTO DELLE ARMATURE

DIMENSIONAMENTO ARMATURA LONGITUDINALE TRAVETTO G G' DI COPERTURA						
Tondini utilizzati						
	Diametro (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Altezza utile travetto						
d _{travetto_int} (mm)	214					
Resistenza di progetto acciaio snervato						
f _{yd} (MPa)	391					
Progetto armatura longitudinale						
SEZIONE	M ^{AGENTE} (kN m)	A _s ^{teorica} (mm ²)	φ8	φ12	A _s ^{pratica} (mm ²)	M ^{RES} (kN m)
APPOGGIO 1	13.49	179.13	0	2	226.08	17.03
CAMPATA 1-2	1.54	20.45	2	0	100.48	7.57
APPOGGIO 2	8.8	116.86	1	1	163.28	12.30
CAMPATA 2-3	6.77	89.90	2	0	100.48	7.57
APPOGGIO 3	8.8	116.86	1	1	163.28	12.30
CAMPATA 3-4	1.54	20.45	2	0	100.48	7.57
APPOGGIO 4	13.49	179.13	0	2	226.08	17.03

VERIFICA A MOMENTO DELLE SEZIONI CRITICHE

Le sezioni dei travetti sottoposte a momento negativo prossime agli appoggi sono considerate le più critiche poiché hanno una sezione di cls resistente ridotta.

1) Sezione prossima all'appoggio 1 e all'appoggio 4:

Scelgo il lato sullo sbalzo e di usare le relative formule perchè è il lato più critico.

$$A_{\text{sup_app_1_gg}} := 2A_s\phi_{12} = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_1_gg}} := A_s\phi_{12} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo:

$$x_{\text{app_1_gg}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$$

Given

$$sN_{\text{cop}}(x_{\text{app_1_gg}}, A_{\text{inf_app_1_gg}}, A_{\text{sup_app_1_gg}}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{\text{app_1_gg}} := \text{Find}(x_{\text{app_1_gg}}) = 49.451 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u1_gg} := M_{\text{cop_u}}(x_{\text{app_1_gg}}, A_{\text{inf_app_1_gg}}, A_{\text{sup_app_1_gg}}) = 16.772 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore al M_{Ed} = 13.49 kN m agente in prossimità dei due appoggi.

2) Sezione prossima all'appoggio 2 e all'appoggio 3:

$$A_{\text{sup_app_2_gg}} := A_{s\Phi 8} + A_{s\Phi 12} = 163.363 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_2_gg}} := A_{s\Phi 8} = 50.265 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo:

$$x_{\text{app_2_gg}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$$

Given

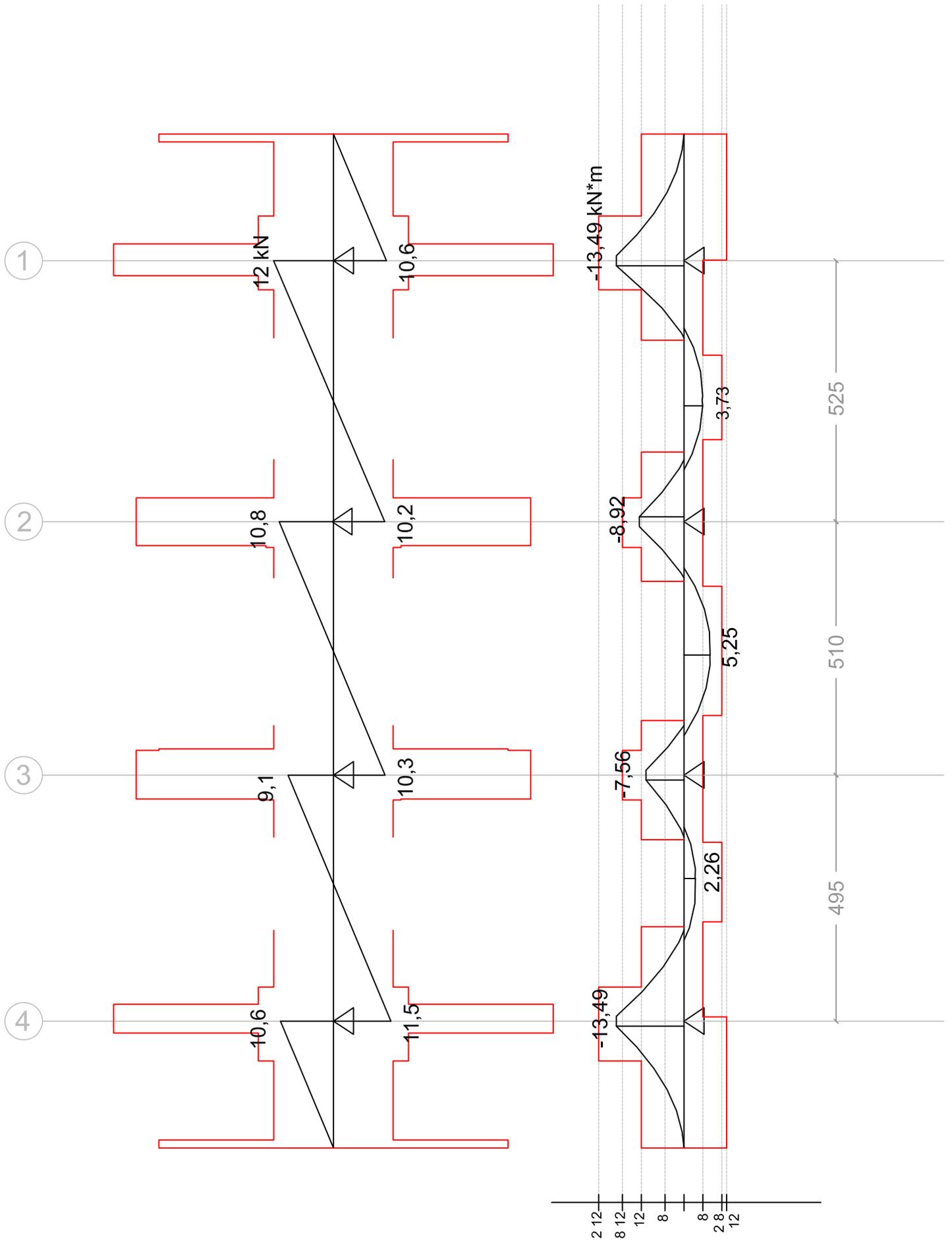
$$sN_{\text{cop}}(x_{\text{app_2_gg}}, A_{\text{inf_app_2_gg}}, A_{\text{sup_app_2_gg}}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{\text{app_2_gg}} := \text{Find}(x_{\text{app_2_gg}}) = 43.297 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u2_gg} := M_{\text{cop_u}}(x_{\text{app_2_gg}}, A_{\text{inf_app_2_gg}}, A_{\text{sup_app_2_gg}}) = 12.417 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore al $M_{\text{Ed}} = 8.92 \text{ kN m}$ agente in prossimità dell'appoggio 2 e $M_{\text{Ed}} = 7.58 \text{ kN m}$ agente in prossimità dell'appoggio 3.

VERIFICA A TAGLIO TRAVETTO DI COPERTURA						
Tondini utilizzati						
	d (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Caratteristiche travetto						
f _{ck} (MPa)	d _{cop} (mm)	δ _{cop} (mm)	k _{cop}			
24.9	214	36	1.97			
Progetto delle fasce piene						
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	500	0	1	113.04	0.0011	34.86
1-2	100	0	1	113.04	0.0053	11.92
2-3	100	0	2	226.08	0.0106	15.02
3-4	500	0	2	226.08	0.0021	43.92
4-5	100	0	2	226.08	0.0106	15.02
5-6	100	0	1	113.04	0.0053	11.92
7-8	100	0	1	113.04	0.0053	11.92
8-9	100	1	1	163.28	0.0076	13.48
9-10	500	1	1	163.28	0.0015	39.41
10-11	500	0	1	113.04	0.0011	34.86
11-12	100	0	1	113.04	0.0053	11.92
13-14	100	0	1	113.04	0.0053	11.92
14-15	100	1	1	163.28	0.0076	13.48
15-16	500	1	1	163.28	0.0015	39.41
16-17	100	0	1	113.04	0.0053	11.92
18-19	100	0	1	113.04	0.0053	11.92
19-20	100	0	2	226.08	0.0106	15.02
20-21	500	0	2	226.08	0.0021	43.92
21-22	100	0	2	226.08	0.0106	15.02
22-23	100	0	1	113.04	0.0053	11.92
23-24	500	0	1	113.04	0.0011	34.86
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	100	1	0	50.24	0.0023	9.10
1-2	100	2	0	100.48	0.0047	11.46
2-3	100	1	0	50.24	0.0023	9.10
4-5	100	1	0	50.24	0.0023	9.10
5-6	100	2	0	100.48	0.0047	11.46
6-7	500	2	0	100.48	0.0009	33.52
7-8	100	2	0	100.48	0.0047	11.46
8-9	100	1	0	50.24	0.0023	9.10
10-11	100	1	0	50.24	0.0023	9.10
11-12	100	2	0	100.48	0.0047	11.46
12-13	100	1	0	50.24	0.0023	9.10



5.2 SOLAIO DI INTERPIANO TIPO

5.2.1 SBALZO LATERALE e SBALZO D'ANGOLO

Le armature sono disposte secondo questo ordine logico:

1. L'armatura superiore dello "sbalzo in continuità" è posta a $(3+0.6=)$ **3.6cm** dall'estradosso dello sbalzo e continua all'interno alla stessa quota, ovvero a $(3+0.6+4=)$ 7.6cm dall'estradosso della parte interna.

Alla stessa quota si dispongono anche i ferri dello sbalzo d'angolo.

L'armatura superiore dello sbalzo laterale passa a $(3+0.6=)$ **3.6cm** dall'estradosso dello sbalzo mentre, nella parte interna, è piegata per passare a $(2+0.6=)$ **2.6cm**, ovvero nella soletta/al di sopra delle pignatte interne.

2. Le staffe della trave di contrappeso dello sbalzo d'angolo, per contenere l'armatura della trave dello sbalzo d'angolo, sono poste a $(7.6-1.2+0.4=)$ **6.8cm** dal bordo del solaio interno.

Le staffe del travettone sono poste a $(2+0.4=)$ **2.4cm** dall'estradosso del solaio interno e, passando alla quota dell'armatura longitudinale del travetto laterale, contengono l'armatura longitudinale dei travetti laterali.

3. L'armatura superiore della trave di contrappeso passa a $(2+0.8+1.2+0.6=)$ **4.6cm** dall'estradosso interno.

4. L'armatura longitudinale del travettone ha un copriferro di $(2+\max(0.8;1.2)+0.6=)$ **3.8cm** dall'estradosso del solaio interno.

$$d_{\text{travetto_lat_esterno}} := d_{\text{solaio_bal}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{travetto_lat_interno}} := h_{\text{solaio}} - 1.5\text{cm} - 0.5\text{cm} - \frac{1.2\text{cm}}{2} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{travettone}} := h_{\text{solaio}} - 1.5\text{cm} - 0.5\text{cm} - (\max(0.8\text{cm}, 1.2\text{cm})) - \frac{1.2\text{cm}}{2} = 21.2 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{trave_leva_angolo}} := d_{\text{solaio_bal}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{trave_contrappeso}} := h_{\text{solaio}} - 2\text{cm} - 0.8\text{cm} - 1.2\text{cm} - \frac{1.2\text{cm}}{2} = 20.4 \cdot \text{cm}$$

5.2.1.1 SBALZO LATERALE

1) Travetti leva laterali e travettone

Per il dimensionamento dell'armatura longitudinale dello sbalzo laterale si è usato un modello semplificato di **trave incastrata**; prolungando una barra di armatura superiore nella parte bassa del travetto di sbalzo (mollone) si è generata anche una certa resistenza per momenti positivi.

Nel solaio retrostante sono inseriti *travettoni* ancorati sulla trave di bordo e lunghi almeno quanto l'estensione del balcone per ottenere un controsbalzo che, come in una bilancia, riduce l'effetto torsionale sulla trave di bordo.

Quindi l'armatura dei travetti dello sbalzo non si ancora alla trave di bordo (non reagente a torsione), ma al solaio retrostante disposto ortogonalmente; l'armatura superiore dello sbalzo supera, quindi, la trave di bordo e, passando nella soletta, si ancora nei travetti del solaio adiacente e ortogonale fino ad una lunghezza pari ai travettoni.

Lo schema di calcolo è una trave continua incernierata (sulla trave di bordo che non offre momento torcente) e posta su molle (corrispondenti ai travetti del solaio interno).

La trave continua rappresenta l'area di influenza del travettone ed ha doppia sezione:

1. base del travettone per la parte interna;
2. somma delle basi dei travetti dello sbalzo che rientrano nell'area di influenza del travettone per la parte esterna.

I travetti del solaio interno, che collaborano con i travetti a sbalzo, sono soggetti a forze verso l'alto, per cui è preferibile aumentare l'armatura superiore per i tratti prossimi ai pilastri.

2) Geometria della sezione dei travetti laterali

$$s_s = 5 \cdot \text{cm}$$

$$b_{\text{travetto}} = 10 \cdot \text{cm}$$

Le armature devono essere disposte secondo un ordine logico, ovvero:

1. le *staffe del travettone* contengono le armature longitudinali del travettone e sono poste a $(25-2-0.4=)$ **22.6cm**.
2. le *armature longitudinali del travettone* passano sotto le staffe e l'armatura dei travetti dello sbalzo laterale a $(25-2-\max(0.8;1.2)-0.6=)$ **21.2cm**.
3. l'*armatura dei travetti dello sbalzo* viene piegata e esternamente passa a $(21-3-0.6=)$ **17.4cm** e internamente a $(25-2-0.6=)$ **22.4cm** dall'intradosso del piano, insieme alle staffe del travettone.

Per l'altezza utile del travettone devo considerare il copriferro nominale (1.5cm), una tolleranza (0.5cm), una barra longitudinale $\Phi 12$ del travetto ortogonale e una barra $\Phi 12$ del travettone:

$$d_{\text{travettone}} = 21.2 \cdot \text{cm}$$

L'altezza utile dell'armatura dello sbalzo laterale passa a $(21\text{cm} - 2.5\text{cm} - 0.5\text{cm} - 0.6\text{cm}=)$ 17.4cm esternamente e a :

$$d_{\text{travetto_lat_esterno}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{travetto_lat_interno}} := h_{\text{solaio}} - 1.5\text{cm} - 0.5\text{cm} - \frac{1.2\text{cm}}{2} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

3) Analisi dei carichi

Per il balcone:

$$G_{1_bal} = 2.624 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad G_{2_bal} = 1.66 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad Q_{2_bal} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{2_fioriera} = 1.477 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinazioni di carico agenti sui travetti laterali:

$$q_{\text{sbalzo_laterale}} := (0.5\text{m}) \cdot \left[(\gamma_{G1} \cdot G_{1_bal} + \gamma_{G2} \cdot G_{2_bal}) + (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_bal}) \right] = 5.951 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{fio}} := (0.5\text{m}) \cdot \gamma_{G2} \cdot g_{2_fioriera} = 1.108 \cdot \text{kN}$$

PROGETTO DEI TRAVETTI LEVA

Il momento agente sullo sbalzo è sempre negativo, quindi nella sezione critica (i.e. quella prossima alla cerniera della trave di bordo) si deve verificare la *sezione di cls* e progettare l'*armatura superiore*.

Il valore di M critico è valutato nella sezione dove iniziano le pignatte, ovvero a 0.275m dalla cerniera nel mezzo della trave di bordo.

La lunghezza dello sbalzo (1,7m) nel modello è 1.875m, ovvero la distanza tra l'estremità dello sbalzo e la cerniera nel mezzo della trave di bordo.

Traslazione dell'inviluppo:

$$d_{\text{travetto_lat_esterno}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

$$\text{traslazione}(d_{\text{travetto_lat_esterno}}) = 7.83 \cdot \text{cm}$$

La traslazione dell'inviluppo del momento è assunta per tutti i travetti di sbalzo laterale di 10cm.

La sezione si progetta in caso di *flessione semplice con rottura bilanciata*:

$$\xi_{\text{trave_leva}} := \frac{\epsilon_{\text{cu}}}{\epsilon_{\text{cu}} + \epsilon_{\text{su}}} = 0.259 \quad (\text{ipotesi di rottura bilanciata})$$

$$r_{\text{trave_leva}} := \sqrt{\frac{1}{0.8 \cdot \xi_{\text{trave_leva}} \cdot f_{\text{cd}} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi_{\text{trave_leva}})}} = 0.572 \cdot \text{MPa}^{-0.5}$$

Verifica della parte compressa

TRAVETTI LEVA DELLO SBALZO LATERALE:									
G_{1_bal}	2.624			γ_{G1}	1.3				
G_{2_bal}	1.66			γ_{G2}	1.5				
Q_{2_bal}	4			γ_{G3}	1.5				
$g_{2_fioriera}$	1.477								
r	0.572								
$d_{\text{travetto_leva}}$	174								
f_{yd}	391.3								
NOME	$A_{\text{influneza}}$ (m)	q (kN/m)	P (kN)	Δ_{M_crit} (m)	Δ_{M_trasi} (m)	M (kN*m)	b_{cal} (mm)	b (mm)	
t 1	0.35	1.875	4.2	0.52	0.275	6.90	74.54	100	
t 2	0.5	1.875	6.0	0.74	0.275	9.85	106.49	100	
t 3	0.5	1.875	6.0	0.74	0.275	9.85	106.49	100	
t 4	0.5	1.875	6.0	0.74	0.275	9.85	106.49	100	

Nel calcolo si evidenzia come l'anima di 10 cm del travetto sottoposto a compressione da flessione non resiste. Si sceglie quindi di usare una fascia semipiena di pignatte prossime alla trave di bordo.

La base resistente diventa 300mm fino a $0.275 + 0.250(\text{pignatta}) = 0.525\text{m}$ dalla cerniera di bordo.

NOME	$A_{\text{influneza}}$ (m)	q (kN/m)	P (kN)	Δ_{M_crit} (m)	Δ_{M_trasi} (m)	M (kN*m)	b_{cal} (mm)	b (mm)	
t 1	0.35	1.875	4.2	0.525	0.1	5.13	55.42	100	
t 2	0.5	1.875	6.0	0.525	0.1	7.33	79.17	100	
t 3	0.5	1.875	6.0	0.525	0.1	7.33	79.17	100	
t 4	0.5	1.875	6.0	0.525	0.1	7.33	79.17	100	

Progetto armatura travetti leva

Il valore del momento critico è calcolato sulla cerniera.

Il prolungamento interno del controspalzo intercetta 3 travetti ortogonali a quelli dello sbalzo; necessito di 3 barre poste nella soletta dello sbalzo.

NOME	A _{influneza} (m)	q (kN/m)	P (kN)	M (kN*m)	A _{s_cal} (mm ²)	f8	f10	A _s (mm ²)	
t 1	0.35	1.875	4.2	0.52	8.29	135.307	0	3	235.5
t 2	0.5	1.875	6.0	0.74	11.84	193.296	0	3	235.5
t 3	0.5	1.875	6.0	0.74	11.84	193.296	0	3	235.5
t 4	0.5	1.875	6.0	0.74	11.84	193.296	0	3	235.5

Con 3Φ8 non supero l'armatura da calcolo, quindi armo con 3Φ10.

$$A_{s_travetto_sbalzo_laterale} := 3 \cdot A_{s\Phi 10} = 235.619 \cdot \text{mm}^2$$

NOTA: si impone che l'armatura longitudinale dei travetti laterali si mantenga sempre alla stessa altezza anche per il prolungamento verso l'interno (dove si potrebbe sagomare per aumentare l'altezza utile). In tal modo si evita che l'armatura del travetto dello sbalzo laterale si intersechi con l'armatura dello sbalzo d'angolo uscente dalla trave di contrappeso, che invece viene piegata quando supera il pilastro.

Verifica a taglio del travetto laterale

Non rimane che verificare a taglio il travetto progettato; si evidenzia che t1 è quello meno sollecitato, quindi viene preso come caso studio il travetto t2.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left[\left[0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c \right] + 0,15 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w d$$

con

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sI} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

$$V_{Rd_sb_laterale}(k, \rho_1, \sigma_{cp}, d, b) := \left[\frac{0,18}{\gamma_{cls}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d \cdot \frac{N^3}{\text{mm}^3}$$

1) Contributo dello sforzo normale:

$$\gamma_F := 1.5$$

$$N_{E_sbalzo_laterale} := 0 \cdot \text{kN}$$

$$N_{Ed_sbalzo_laterale} := \gamma_F \cdot N_{E_sbalzo_laterale} = 0 \cdot \text{kN}$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed_sbalzo_laterale}}{b_{travetto} \cdot d_{solaio_bal}} = 0 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

2) Contributo del meccanismo di ingranamento:

$$k_{ingranamento_sbalzo_laterale} := \begin{cases} 1 + \left(\frac{200\text{mm}}{d_{solaio_bal}} \right)^{0.5} & \text{if } 1 + \left(\frac{200\text{mm}}{d_{solaio_bal}} \right)^{0.5} < 2 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_{\text{ingranamento_sbalzo_laterale}} = 2$$

3) Contributo del meccanismo spinotto nei vari tratti del travetto:

$$\rho_{1_12} := \frac{A_{s_travetto_sbalzo_laterale}}{50\text{cm} \cdot d_{\text{travetto_lat_esterno}}} = 2.708 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{1_23} := \frac{A_{s_travetto_sbalzo_laterale}}{30\text{cm} \cdot d_{\text{travetto_lat_esterno}}} = 4.514 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{1_34} := \frac{A_{s_travetto_sbalzo_laterale}}{b_{\text{travetto}} \cdot d_{\text{travetto_lat_esterno}}} = 0.014$$

$$\rho_{1_45} := \frac{A_{s\Phi 12}}{b_{\text{travetto}} \cdot d_{\text{travetto_lat_esterno}}} = 6.5 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd_sb_lat_12} := V_{Rd_sb_laterale}(k_{\text{ingranamento_sbalzo_laterale}}, \rho_{1_12}, \sigma_{cp}, d_{\text{travetto_lat_esterno}}, 500\text{mm})$$

$$V_{Rd_sb_lat_23} := V_{Rd_sb_laterale}(k_{\text{ingranamento_sbalzo_laterale}}, \rho_{1_23}, \sigma_{cp}, d_{\text{travetto_lat_esterno}}, 30\text{cm})$$

$$V_{Rd_sb_lat_34} := V_{Rd_sb_laterale}(k_{\text{ingranamento_sbalzo_laterale}}, \rho_{1_34}, \sigma_{cp}, d_{\text{travetto_lat_esterno}}, b_{\text{travetto}})$$

$$V_{Rd_sb_lat_45} := V_{Rd_sb_laterale}(k_{\text{ingranamento_sbalzo_laterale}}, \rho_{1_45}, \sigma_{cp}, d_{\text{travetto_lat_esterno}}, b_{\text{travetto}})$$

$$V_{Rd_sb_lat_12} = 41.528 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd_sb_lat_23} = 29.542 \cdot \text{kN}$$

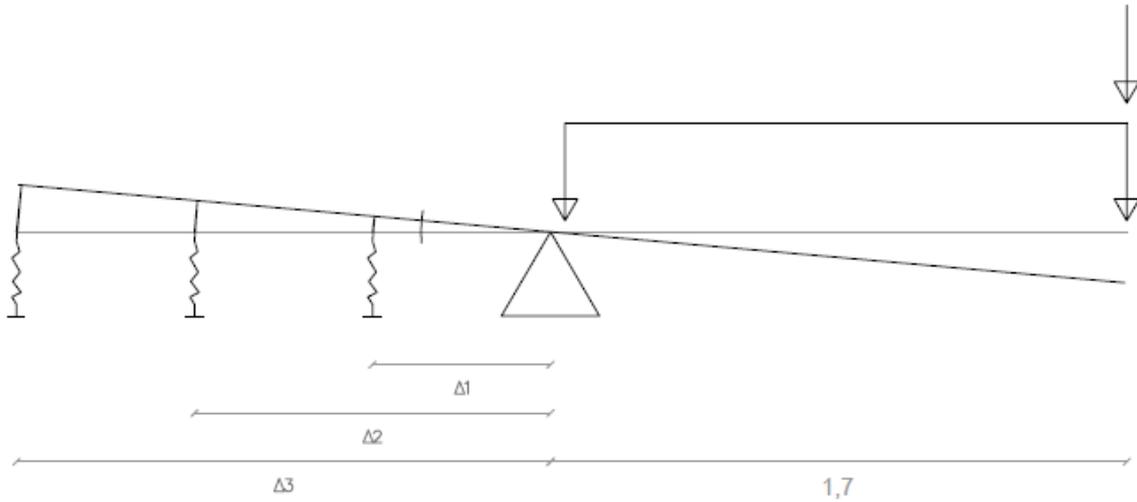
$$V_{Rd_sb_lat_34} = 14.202 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd_sb_lat_45} = 11.12 \cdot \text{kN}$$

La verifica a taglio è soddisfatta.

PROGETTO DEL TRAVETTONE

Con un modello semplificato considero che il travettone sia rigido nel modello di trave continua su cerniera e molle. In tal modo, avendo travetti interni identici nella direzione loro ortogonale, posso considerare che il rapporto tra le reazioni offerte dalle molle sia proporzionale alle interdistanze tra le molle e la cerniera.



$$\Delta_1 := 0.575\text{m} \quad \Delta_2 := 1.075\text{m} \quad \Delta_3 := 1.575\text{m}$$

$$Y_2(Y_1) := \frac{\Delta_1}{\Delta_2} \cdot Y_1$$

$$Y_3(Y_1) := \frac{\Delta_1}{\Delta_3} \cdot Y_1$$

Per trovare le reazioni delle molle Y , scrivo l'equazione di equilibrio a rotazione rispetto al polo posto sulla cerniera:

$$M_{\text{max_sbalzo_laterale}} := F_{\text{fio}} \cdot l_{\text{sb_bal}} + \frac{q_{\text{sbalzo_laterale}} \cdot l_{\text{sb_bal}}^2}{2} = 10.482 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M(Y_1) := Y_1 \cdot \Delta_1 + Y_2(Y_1) \cdot \Delta_2 + Y_3(Y_1) \cdot \Delta_3 - M_{\text{max_sbalzo_laterale}}$$

$$Y_1 := 0\text{N}$$

Given

$$M(Y_1) = 0\text{N}$$

$$Y_1 := \text{Find}(Y_1) = 6.076 \cdot \text{kN} \quad \text{diretta verso il basso}$$

$$Y_2(Y_1) = 3.25 \cdot \text{kN} \quad \text{diretta verso il basso}$$

$$Y_3(Y_1) = 2.218 \cdot \text{kN} \quad \text{diretta verso il basso}$$

$$X_{\text{trave}} := (F_{\text{fio}} + q_{\text{sbalzo_laterale}} \cdot l_{\text{sb_bal}}) + (Y_1 + Y_2(Y_1) + Y_3(Y_1)) = 22.768 \cdot \text{kN} \quad \text{diretta verso l'alto}$$

Definisco la base del travettone pari a 0.25m, ovvero una pignatta.

$$b_{\text{travettone}} := 0.25\text{m}$$

Nota la reazione sulla cerniera e il momento max dato dallo sbalzo, posso calcolare il momento agente sul lembo del travettone prossimo allo sbalzo. Il momento critico sul travettone è quello che porta a rottura la zona compressa; per questo motivo il momento critico è calcolato dove c'è la strizione della sezione in cls (nel caso specifico a 0.225m dall'asse della trave di bordo).

$$m_{\text{travettone}} := M_{\text{max_sbalzo_laterale}} - 0.225\text{m} \cdot X_{\text{trave}} = 5.359 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$m_{\text{travettone}}$ è il valore del momento al mezzo metro lineare, ovvero per singolo travetto.

In particolare avremo che $M_{\text{travettone}} = 2 \cdot m_{\text{travettone}} \cdot i_{\text{travettone}}$, con i l'interasse tra un travettone e l'altro ed il 2 perchè riporto il momento al metro lineare.

Considerando a vantaggio il travettone a *singola armatura*:

$$\xi := \frac{\epsilon_{\text{cu}}}{\epsilon_{\text{cu}} + \epsilon_{\text{su}}} = 0.259 \quad (\text{ipotesi di rottura bilanciata})$$

$$r_{\text{travettone}} := \sqrt{\frac{1}{0.8 \cdot \xi \cdot f_{\text{cd}} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi)}} = 0.572 \cdot \text{MPa}^{-0.5}$$

$$M_{\text{Rd_cls_travettone}} := b_{\text{travettone}} \cdot \frac{d_{\text{travettone}}^2}{r_{\text{travettone}}^2} = 34.384 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$i_{\text{travettone}} := \left(\frac{M_{\text{Rd_cls_travettone}}}{2 \cdot m_{\text{travettone}}} \right) \cdot \text{m} = 3.208 \text{ m}$$

Potrei disporre un travettone ogni 3m, ovvero ogni 6 pignatte.

Nel progetto l'**area di influenza del travettone è di 2m**. L'armatura del travettone è progettata con le azioni flettenti portate dai 4 travetti nella sezione critica subito oltre la trave di bordo, ovvero a 0.175m dalla cerniera del modello.

$$M_{\text{travettone}} := 4(M_{\text{max_sbalzo_laterale}} - 0.175\text{m} \cdot X_{\text{trave}}) = 25.988 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{\text{s_travettone_calcolo}} := \frac{M_{\text{travettone}}}{0.9 \cdot d_{\text{travettone}} \cdot f_{\text{yd}}} = 348.085 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s_travettone}} := 4 \cdot A_{\text{s}\Phi 12} = 452.389 \cdot \text{mm}^2$$

Oltre all'*armatura superiore di 4Φ12* si aggiunge fuori calcolo anche *armatura inferiore* pari a circa la metà di quella superiore, ovvero *2Φ12*.

Verifica a taglio del travettone

Considero un'*armatura a taglio di Φ8/20 a 2 bracci*.

In via semplificativa assumo $V_{\text{Ed}} = 23.6 \text{ kN}$ a vantaggio di sicurezza perchè la reazione sulla cerniera, che nel diagramma del taglio dovrebbe essere scomposta in due aliquote.

$$n_{\text{b_travettone}} := 2$$

$$\Phi_{\text{staffa_travettone}} := 8\text{mm}$$

$$A_{\text{sw}} := n_{\text{b_travettone}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{\text{staffa_travettone}}}{2} \right)^2 = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$

$$P_{\text{staffa_travettone}} := 20\text{cm}$$

Sempre in via semplificativa pongo l'angolo del puntone compresso pari a 45° .

$$\theta_{\text{cls_travettone}} := 45^\circ$$

$$V_{\text{Rcd}} := 0.9 \cdot d_{\text{travettone}} \cdot b_{\text{travettone}} \cdot 0.5 \cdot f_{\text{cd}} \cdot \frac{\cot(\theta_{\text{cls_travettone}})}{1 + (\cot(\theta_{\text{cls_travettone}}))^2} = 196.305 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Rsd}} := 0.9 \cdot d_{\text{travettone}} \cdot f_{\text{yd}} \cdot \frac{A_{\text{sw}}}{P_{\text{staffa_travettone}}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_travettone}}) = 37.529 \cdot \text{kN}$$

5.2.1.2 SBALZO D'ANGOLO

Lo sbalzo sull'angolo dell'edificio è risolto mediante una trave di contrappeso interna.

Descrizione schema sbalzo d'angolo

L'intero sbalzo viene schematizzato con una sola trave-leva continua appoggiata sul pilastro d'angolo e sul vincolo interno costituito dalla trave di contrappeso.

$$L_{\text{sbalzo}_1} := 1.7\text{m} \quad L_{\text{sbalzo}_2} := 1.7\text{m}$$

$$L_{\text{trave_leva_esterna}} := 2.4\text{m} \quad L_{\text{trave_leva_interna}} := 0.85\text{m} \quad L_{\text{trave_contrappeso}} := 0.7\text{m}$$

TRAVE LEVA ESTERNA-INTERNA

2) Geometria della sezione

$$s_s = 5 \cdot \text{cm}$$

$$b_{\text{travetto}} = 10 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{trave_leva_angolo}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{trave_contrappeso}} = 20.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_bal}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

3) Analisi dei carichi

Per il balcone:

Nel calcolo del G1 del balcone di angolo considero che l'elemento non sia alleggerito con pignatte. Carico permanente strutturale G1 per solaio del balcone a soletta piena d'angolo:

$$G_{1_soletta_bal_angolo} := (h_{\text{solaio_bal}}) \cdot \left(\frac{1\text{m}}{1\text{m}}\right) \cdot \left(16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 3.36 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{2_bal} = 1.66 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_bal} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_{2_fioriera} = 1.477 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinazioni di carico agenti sul balcone:

$$q_{\text{sbalzo_angolo}} := \left[(\gamma_{G1} \cdot G_{1_soletta_bal_angolo} + \gamma_{G2} \cdot G_{2_bal}) + (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_bal}) \right] = 12.858 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{fio_angolo}} := \gamma_{G2} \cdot g_{2_fioriera} = 2.215 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Indicata con:

- P la risultante dei carichi superficiali allo SLU agenti sullo sbalzo, applicata nel baricentro dello sbalzo.
- e con F la risultante del carico lineare della fioriera, applicata all'estremità dello sbalzo.

$$P_{\text{trave_leva_angolo}} := q_{\text{sbalzo_angolo}} \cdot (L_{\text{sbalzo}_1} \cdot L_{\text{sbalzo}_2}) = 37.16 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{trave_leva_angolo}} := F_{\text{fio_angolo}} \cdot (L_{\text{sbalzo}_1} + L_{\text{sbalzo}_2}) = 7.532 \cdot \text{kN}$$

Il momento massimo agente in corrispondenza della cerniera rappresentante il pilastro:

$$M_{\text{Ed_trave_leva_esterna}} := F_{\text{trave_leva_angolo}} \cdot L_{\text{trave_leva_esterna}} + P_{\text{trave_leva_angolo}} \cdot \frac{L_{\text{trave_leva_esterna}}}{2}$$

$$M_{\text{Ed_trave_leva_esterna}} = 62.668 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) Calcolo della base della trave leva d'angolo

Scelgo di mantenere anche all'interno dell'edificio l'altezza delle barre dello sbalzo d'angolo a quota 3.6cm dall'estradosso dello sbalzo esterno; in tal modo le barre longitudinali dello sbalzo d'angolo non si incrociano con le barre dello sbalzo laterale e del travetto del solaio (poste a 3.6cm dall'estradosso del solaio interno).

La base della trave-leva esterna necessaria in caso di *flessione semplice con rottura bilanciata*:

$$\xi_{\text{trave_leva_angolo}} := \frac{\varepsilon_{\text{cu}}}{\varepsilon_{\text{cu}} + \varepsilon_{\text{su}}} = 0.259 \quad (\text{ipotesi di rottura bilanciata})$$

$$r_{\text{trave_leva_angolo}} := \sqrt{\frac{1}{0.8 \cdot \xi_{\text{trave_leva_angolo}} \cdot f_{\text{cd}} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi_{\text{trave_leva_angolo}})}} = 0.572 \cdot \text{MPa}^{-0.5}$$

$$b_{\text{trave_leva_calcolo}} := \frac{M_{\text{Ed_trave_leva_esterna}} \cdot r_{\text{trave_leva_angolo}}^2}{d_{\text{trave_leva_angolo}}^2} = 67.639 \cdot \text{cm}$$

la base della trave-leva è assunta di circa 0.9 m.

$$b_{\text{trave_leva}} := 90 \text{cm}$$

5) Calcolo armatura trave leva d'angolo

$$A_{\text{s_trave_leva_calcolo}} := \frac{M_{\text{Ed_trave_leva_esterna}}}{0.9 \cdot f_{\text{yd}} \cdot d_{\text{trave_leva_angolo}}} = 1.023 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s_trave_leva}} := 6 \cdot (A_{\text{s}\Phi 10} + A_{\text{s}\Phi 12}) = 1.15 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

L'accostamento di due ferri è dovuto all'accortezza di permettere al $\Phi 10$ di essere piegato per diventare mollone dello sbalzo d'angolo.

Verifica con la semplificazione dello stress-block per eventuali problemi della base "ridotta":

$$x_{\text{s_trave_leva}} := \frac{A_{\text{s_trave_leva}} \cdot f_{\text{yd}}}{0.8 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{trave_leva}}} = 37.961 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{Rd}} := (d_{\text{trave_leva_angolo}} - 0.4x_{\text{s_trave_leva}}) \cdot A_{\text{s_trave_leva}} \cdot f_{\text{yd}} = 71.456 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Queste armature longitudinali sono piegate all'estremità dello sbalzo in modo da generare un'armatura inferiore fuori calcolo.

L'armatura superiore calcolata viaggia all'esterno a distanza pari al copriferro dall'estradosso dello sbalzo; nel passaggio all'interno dell'edificio, l'armatura superiore non è piegata e la distanza con l'estradosso del solaio interno aumenta. Questa soluzione permette di superare il problema di sovrapposizioni geometriche con l'armatura dei travetti dello sbalzo laterale e l'armatura filante dello sbalzo in continuità con il solaio interno.

E' buona norma infittire nella zona dello sbalzo d'angolo l'armatura (o rete) di ripartizione del solaio.

TRAVE DI CONTRAPPESO INTERNA

1) Azioni sulla trave di contrappeso

L'azione portata dalla trave-leva dello sbalzo d'angolo è 60.7kN; il carico non è concentrato nel mezzo ed è schematizzabile come una via di mezzo tra carico distribuito ($ql^2/8$) e un carico concentrato ($Pl/4$).

Per i carichi ridotti considero un carico concentrato a vantaggio.

$$P_{\text{trave_contrappeso}} := \frac{M_{\text{Ed_trave_leva_esterna}}}{L_{\text{trave_leva_interna}}} = 73.727 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{max_trave_contrappeso}} := \frac{P_{\text{trave_contrappeso}} \cdot L_{\text{trave_contrappeso}}}{4} = 12.902 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

2) Armatura della trave di contrappeso

$$d_{\text{trave_contrappeso}} = 20.4 \cdot \text{cm}$$

$$A_{\text{s_trave_contrappeso_calcolo}} := \frac{M_{\text{max_trave_contrappeso}}}{0.9 \cdot f_{\text{yd}} \cdot d_{\text{trave_contrappeso}}} = 179.587 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s_trave_contrappeso_sup}} := 3 \cdot A_{\text{s}\Phi 10} = 235.619 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s_trave_contrappeso_inf}} := 2 \cdot A_{\text{s}\Phi 10} = 157.08 \cdot \text{mm}^2$$

La trave di contrappeso con 3 Φ 10 nella parte superiore e con 2 Φ 10 nella parte inferiore.

$$r_{\text{trave_contrappeso}} := r_{\text{trave_leva_angolo}} = 0.572 \cdot \text{MPa}^{-0.5}$$

$$b_{\text{trave_contrappeso_t}} := \frac{r_{\text{trave_contrappeso}}^2 \cdot M_{\text{max_trave_contrappeso}}}{d_{\text{trave_contrappeso}}^2} = 10.131 \cdot \text{cm}$$

$$b_{\text{trave_contrappeso}} := 15 \text{cm}$$

3) Verifica a taglio

Ammetto che la trave sia non armata a taglio.

$$V_{\text{Ed_contrappeso}} := \frac{P_{\text{trave_contrappeso}}}{2} = 36.863 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{Rd_contrappeso}}(k, \rho_1, \sigma_{\text{cp}}, d, b) := \left[\frac{0.18}{\gamma_{\text{cls}}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{ck}})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma_{\text{cp}} \right] \cdot b \cdot d \cdot \frac{\text{N}^{\frac{2}{3}}}{\text{mm}^{\frac{4}{3}}}$$

1) Contributo dello sforzo normale:

$$N_{\text{E_trave_contrappeso}} := 0 \cdot \text{kN}$$

$$N_{\text{Ed_trave_contrappeso}} := \gamma_{\text{F}} \cdot N_{\text{E_trave_contrappeso}} = 0 \cdot \text{kN}$$

$$\sigma_{\text{cp_contrappeso}} := \frac{N_{\text{Ed_trave_contrappeso}}}{b_{\text{trave_contrappeso}} \cdot d_{\text{trave_contrappeso}}} = 0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

2) Contributo del meccanismo di ingranamento:

$$k_{\text{ingr_contrappeso}} := \begin{cases} 1 + \left(\frac{200\text{mm}}{d_{\text{trave_contrappeso}}} \right)^{0.5} & \text{if } 1 + \left(\frac{200\text{mm}}{d_{\text{trave_contrappeso}}} \right)^{0.5} < 2 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_{\text{ingr_contrappeso}} = 1.99$$

3) Contributo del meccanismo spinotto nei vari tratti del travetto:

$$\rho_{\text{contrappeso}} := \frac{A_{\text{s_trave_contrappeso_sup}}}{b_{\text{trave_contrappeso}} \cdot d_{\text{trave_contrappeso}}} = 7.7 \times 10^{-3}$$

$$V_{\text{Rd_trave_contrappeso}} = 20.59 \cdot \text{kN}$$

Dalla verifica a taglio si evidenzia che la trave di contrappeso non resiste a taglio senza specifica armatura trasversale. Si inseriscono staffe $\Phi 8/20$ a 2 bracci.

$$s_{\text{trave_contrappeso}} := 20\text{cm}$$

$$n_{\text{b_staffe_trave_contrappeso}} := 2$$

$$A_{\text{s_staffe_trave_contrappeso}} := n_{\text{b_staffe_trave_contrappeso}} \cdot A_{\text{s}\Phi 8}$$

$$\theta_{\text{trave_contrappeso}} = 21.8^\circ$$

$$V_{\text{Rcd_trave_contrappeso_pt}} := 0.9 \cdot d_{\text{trave_contrappeso}} \cdot b_{\text{trave_contrappeso}} \cdot \frac{f_{\text{cd}}}{2} \cdot \frac{\cot(\theta_{\text{trave_contrappeso}})}{1 + (\cot(\theta_{\text{trave_contrappeso}}))^2}$$

$$V_{\text{Rcd_trave_contrappeso_pt}} = 78.16 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Rsd_trave_contrappeso_pt}} := 0.9 \cdot d_{\text{trave_contrappeso}} \cdot \frac{A_{\text{s_staffe_trave_contrappeso}}}{s_{\text{trave_contrappeso}}} \cdot f_{\text{yd}} \cdot \cot(\theta_{\text{trave_contrappeso}})$$

$$V_{\text{Rsd_trave_contrappeso_pt}} = 90.288 \text{ kN}$$

In conclusione la trave di contrappeso ha dimensioni 15cm x 25cm ed è armata con 3 $\Phi 10$ nella parte superiore e con 2 $\Phi 10$ nella parte inferiore e a taglio è armata con $\Phi 8/20$.

5.2.2 TRAVETTO M M'

1) Geometria della sezione

$$s_{\text{s}} = 5 \cdot \text{cm}$$

$$b_{\text{travetto}} = 10 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_int}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{solaio_int}} = 2.6 \cdot \text{cm}$$

2) Analisi dei carichi sull'interpiano

$$G_1 = 3.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_int} = 3.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_int} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Combinazioni di carico agenti sulle campate:

$$(0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_{2_int}) = 4.812 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$(0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_int}) = 1.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3) Traslazione dell'involuppo

$$d_{\text{solaio_int}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$\text{traslazione}(d_{\text{solaio_int}}) = 0.101 \text{ m}$$

La traslazione dell'involuppo del momento è assunta per tutti i tipi di travetto di 15cm.

4) Momento fuori calcolo aggiunto sulla cerniera

$$M_{\text{fuori_calcolo}}(l_{34}, G_1, G_{2_int}, Q_{2_int}) = 7.271 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Il momento fuori calcolo sulla cerniera 4 si estende linearmente fino ad una distanza dalla cerniera di:

$$\frac{l_{34}}{3} = 1.6 \text{ m}$$

$$M_{\text{fuori_calcolo}}(l_{12}, G_1, G_{2_int}, Q_{2_int}) = 8.209 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Il momento fuori calcolo sulla cerniera 1 si estende linearmente fino ad una distanza dalla cerniera di:

$$\frac{l_{12}}{3} = 1.7 \text{ m}$$

5) Progetto armatura con $A_s = M / 0.9 \cdot d \cdot f_{yd}$

TRAVETTO: M M'						
Tondini utilizzati						
	Diametro (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Altezza utile travetto						
$d_{\text{travetto_int}}$ (mm)	224					
Resistenza di progetto acciaio snervato						
f_{yd} (MPa)	391					
Progetto armatura longitudinale						
SEZIONE	M^{AGENTE} (kN m)	A_s^{teorica} (mm ²)	φ8	φ12	A_s^{pratica} (mm ²)	M^{RES} (kN m)
APPOGGIO 1	8.21	104.15	1	1	163.28	12.87
CAMPATA 1-2	13.84	175.58	0	2	226.08	17.82
APPOGGIO 2	16.37	207.67	0	2	226.08	17.82
CAMPATA 2-3	5.04	63.94	2	0	100.48	7.92
APPOGGIO 3	14.75	187.12	0	2	226.08	17.82
CAMPATA 3-4	12.46	158.07	1	1	163.28	12.87
APPOGGIO 4	7.27	92.23	2	0	100.48	7.92

6) Verifica a momento delle sezioni critiche

Le sezioni dei travetti sottoposte a momento negativo prossime agli appoggi sono considerate le più critiche poichè hanno una sezione di cls resistente ridotta.

SEZIONE PROSSIMA ALL'APPOGGIO 1:

Scelgo il lato sullo sbalzo e di usare le relative formule perchè è il lato più critico.

$$A_{\text{sup_app_1_mm}} := A_{s\Phi 8} + A_{s\Phi 12} = 163.363 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_1_mm}} := A_{s\Phi 12} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo:

$$x_{\text{app_1_mm}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$$

Given

$$sN_{\text{int}}(x_{\text{app_1_mm}}, A_{\text{inf_app_1_mm}}, A_{\text{sup_app_1_mm}}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{\text{app_1_mm}} := \text{Find}(x_{\text{app_1_mm}}) = 33.707 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u1_mm} := M_{\text{bal_u}}(x_{\text{app_1_mm}}, A_{\text{inf_app_1_mm}}, A_{\text{sup_app_1_mm}}) = 9.865 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{Ed} = 8.21 \text{ kN m}$.

SEZIONE APPOGGIO 2:

$$A_{\text{sup_app_2_mm}} := 2A_{s\Phi 12} = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_2_mm}} := A_{s\Phi 8} = 50.265 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo: $x_{\text{app_2_mm}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$

Given

$$sN_{\text{int}}(x_{\text{app_2_mm}}, A_{\text{inf_app_2_mm}}, A_{\text{sup_app_2_mm}}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{\text{app_2_mm}} := \text{Find}(x_{\text{app_2_mm}}) = 52.441 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u2_mm} := M_{\text{int_u}}(x_{\text{app_2_mm}}, A_{\text{inf_app_2_mm}}, A_{\text{sup_app_2_mm}}) = 17.818 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{Ed} = 16.37 \text{ kN m}$.

Con gli stessi calcoli che anche la sezione sull'appoggio 3 è verificata, in quanto il momento resistente supera quello agente di 14.75 kN m .

SEZIONE APPOGGIO 4:

$$A_{\text{sup_app_4_mm}} := 2A_{s\Phi 8} = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_4_mm}} := A_{s\Phi 8} + A_{s\Phi 12} = 163.363 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo: $x_{\text{app_4_mm}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$

Given

$$sN_{int}(x_{app_4_mm}, A_{inf_app_4_mm}, A_{sup_app_4_mm}) = 0 \text{ kN}$$

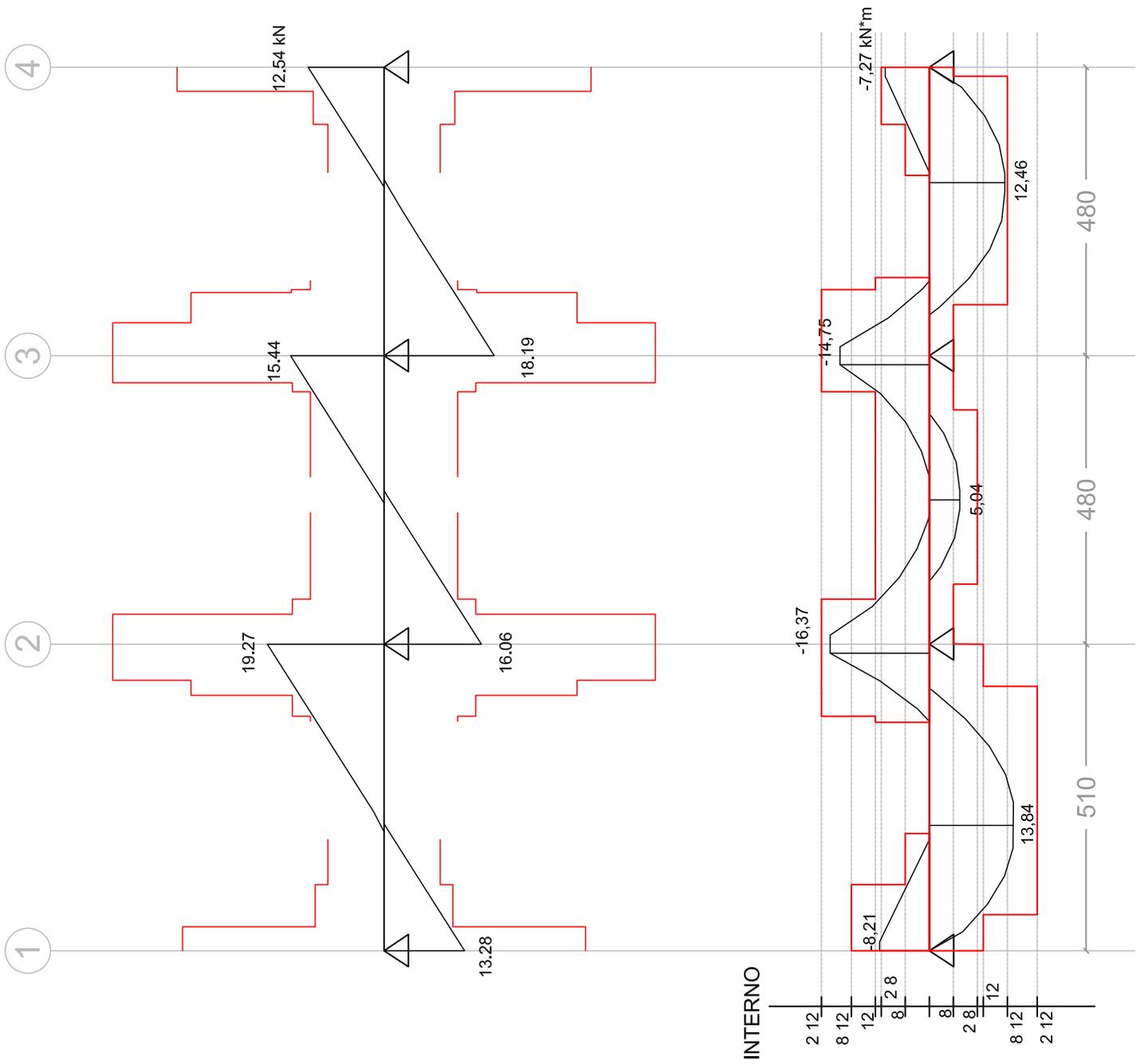
$$x_{app_4_mm} := \text{Find}(x_{app_4_mm}) = 26.807 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u4} := M_{int_u}(x_{app_4_mm}, A_{inf_app_4_mm}, A_{sup_app_4_mm}) = 8.319 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{Ed} = 7.27 \text{ kN m}$.

7) Verifica a taglio

TRAVETTO: M - M'						
Tondini utilizzati						
	d (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Caratteristiche travetto						
f _{ck} (MPa)	d _{int} (mm)	δ _{int} (mm)	k _{int}	d _{bal} (mm)	δ _{bal} (mm)	k _{bal}
24.9	224	26	1.94	174	36	2.07
Progetto delle fasce piene						
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	500	1	1	163.28	0.0015	33.25
1-2	100	1	1	163.28	0.0073	11.37
2-3	100	1	0	50.24	0.0022	9.28
4-5	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
5-6	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
6-7	300	0	2	226.08	0.0034	31.85
7-8	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
8-9	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
9-10	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
11-12	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
12-13	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
13-14	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
14-15	300	0	2	226.08	0.0034	31.85
15-16	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
17-18	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
18-19	100	1	0	50.24	0.0022	9.28
19-20	100	2	0	100.48	0.0045	11.69
20-21	500	2	0	100.48	0.0009	34.17
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	500	0	1	113.04	0.0010	35.54
1-2	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
2-3	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
3-4	300	0	1	113.04	0.0017	25.28
5-6	100	2	0	100.48	0.0045	11.69
7-8	300	1	0	50.24	0.0007	19.29
8-9	300	2	0	100.48	0.0015	24.31



5.2.3 TRAVETTO NN'

Il travetto NN' si presenta diverso rispetto agli altri perché appartiene ad un solaio che può essere considerato in continuità con la soletta rampante del corpo scala.

I travetti del solaio di piano e della soletta rampante non sono in continuità fisica fra loro, ma è plausibile che questi trasmettano momenti e sollecitazioni reciprocamente.

In questi casi l'analisi dei carichi viene effettuata su una sezione trasversale di solaio di un metro lineare; per la linearità del modello di calcolo si potranno studiare separatamente:

- il travetto del solaio andando a dividere per 2 le cds ottenute sul modello di trave continua con sezione trasversale 1m;
- il travetto della scala andando a moltiplicare per 1.2 le cds del modello. Questo coefficiente è pari alla larghezza della scala (appunto 1.2m) e le cds risultanti saranno usate per progettare i tre travetti che sorreggono la scala a soletta rampante.

1) Geometria della sezione

$$s_s = 5 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_int}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_bal}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_scala}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$b_{\text{travetto}} = 10 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{solaio_int}} = 2.6 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{solaio_bal}} = 3.6 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{solaio_scala}} = 2.6 \cdot \text{cm}$$

2) Analisi dei carichi agenti sul metro lineare di sezione trasversale del solaio

I carichi agenti sull'interpiano sono

Per il solaio interno:

$$G_1 = 3.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_int} = 3.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_int} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Per il balcone:

$$G_{1_bal} = 2.624 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_bal} = 1.66 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_bal} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_{2_fioriera} = 1.477 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Per la scala (calcolati per sezione trasversale di 1.2m):

$$g_{\text{pianerottolo}} = 6.94 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{\text{rampa}} = 7.856 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{\text{pianerottolo}} = 5.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{\text{rampa}} = 4.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{\text{pianerottolo}} := \frac{g_{\text{pianerottolo}}}{1.3\text{m}} = 5.338 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{\text{rampa}} := \frac{g_{\text{rampa}}}{1.2\text{m}} = 6.547 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{pianerottolo}} := \frac{q_{\text{pianerottolo}}}{1.3\text{m}} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{\text{rampa}} := \frac{q_{\text{rampa}}}{1.2\text{m}} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Combinazioni di carico agenti sulle campate:

$$(1\text{m}) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_{2_int}) = 9.624 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (1\text{m}) \cdot (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_int}) = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinazioni di carico agenti sul balcone:

$$(1\text{m}) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_{1_bal} + \gamma_{G2} \cdot G_{2_bal}) = 5.901 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (1\text{m}) \cdot (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_bal}) = 6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{fio}} := (1\text{m}) \cdot \gamma_{G2} \cdot g_{2_fioriera} = 2.215 \cdot \text{kN}$$

Combinazioni di carico agenti sul pianerottolo:

$$(1\text{m}) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_{\text{pianerottolo}}) = 6.94 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (1\text{m}) \cdot (\gamma_{Q1} \cdot Q_{\text{pianerottolo}}) = 6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinazioni di carico agenti sulla rampa:

$$(1\text{m}) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_{\text{rampa}}) = 8.511 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (1\text{m}) \cdot (\gamma_{Q1} \cdot Q_{\text{rampa}}) = 6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3) Traslazione dell'inviluppo

$$\begin{aligned} d_{\text{solaio_int}} &= 22.4 \cdot \text{cm} & d_{\text{solaio_scala}} &= 22.4 \cdot \text{cm} & d_{\text{solaio_bal}} &= 17.4 \cdot \text{cm} \\ \text{traslazione}(d_{\text{solaio_int}}) &= 0.101 \text{ m} & \text{traslazione}(d_{\text{solaio_scala}}) &= 0.101 \text{ m} & \text{traslazione}(d_{\text{solaio_bal}}) &= 7.83 \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

La traslazione dell'inviluppo del momento è assunta per tutti i tipi di travetto di *15cm*.

4) Momento fuori calcolo aggiunto sulla cerniera

$$P_{\text{medio_scala}} := (1.3\text{m}) \cdot \frac{(\gamma_{G1} \cdot G_{\text{pianerottolo}} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{\text{pianerottolo}}) + (\gamma_{G1} \cdot G_{\text{rampa}} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{\text{rampa}})}{2} = 17.843 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{fuori_calcolo_NN}} := \frac{P_{\text{medio_scala}} \cdot l_{12}^2}{14} = 33.15 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Il momento fuori calcolo si estende linearmente fino ad una distanza dalla cerniera di:

$$\frac{l_{12}}{4} = 1.275 \text{ m}$$

5) Progetto armatura con $A_s = M / 0.9 \cdot d \cdot f_{yd}$

SCALA A SOLETTA RAMPANTE

TRAVETTO: N N' SCALA						
Tondini utilizzati	Diametro (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Altezza utile travetto						
d _{travetto_int} (mm)	224					
d _{balcone_int} (mm)	174					
Resistenza di progetto acciaio snervato						
f _{yd} (MPa)	391					
Progetto armatura longitudinale						
SEZIONE	M ^{AGENTE} (kN m)	A _s ^{teorica} (mm ²)	φ8	φ12	A _s ^{pratica} (mm ²)	M ^{RES} (kN m)
APPOGGIO 1	33.2	421.18	2	4	552.64	43.56
CAMPATA 1-2	37.8	479.54	2	4	552.64	43.56
APPOGGIO 2	43.4	550.58	2	4	552.64	43.56

I 6 tondini passanti per la sezione di 1.2m vengono così suddivisi:

- 2φ12 nel travetto centrale della soletta rampante;
- 1φ8 e 1φ12 in ogni travetto laterale della soletta rampante.

Questa divisione simmetrica tiene conto del fatto che il travetto centrale è quello più sollecitato.

SOLAIO DI INTERPIANO

TRAVETTO: N N' SOLAIO DI PIANO						
Tondini utilizzati	Diametro (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Altezza utile travetto						
d _{travetto_int} (mm)	224					
d _{balcone_int} (mm)	174					
Resistenza di progetto acciaio snervato						
f _{yd} (MPa)	391					
Progetto armatura longitudinale						
SEZIONE	M ^{AGENTE} (kN m)	A _s ^{teorica} (mm ²)	φ8	φ12	A _s ^{pratica} (mm ²)	M ^{RES} (kN m)
APPOGGIO 1						
CAMPATA 1-2						
APPOGGIO 2	17.8	225.81	0	2	226.08	17.82
CAMPATA 2-3	6.6	83.73	2	0	100.48	7.92
APPOGGIO 3	13.5	171.26	0	2	226.08	17.82
CAMPATA 3-4	9.8	124.33	1	1	163.28	12.87
APPOGGIO 4	10.5	171.48	0	2	226.08	13.84

Le barre si riferiscono al singolo travetto.

6) Verifica a momento delle sezioni critiche

Le sezioni dei travetti sottoposte a momento negativo prossime agli appoggi sono considerate le più critiche poichè hanno una sezione di cls resistente ridotta.

SEZIONE PROSSIMA ALL'APPOGGIO 2:

Scelgo il lato sullo sbalzo e di usare le relative formule perchè è il lato più critico.

$$A_{\text{sup_app_2_nn}} := 2A_{s\Phi 8} = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_2_nn}} := A_{s\Phi 12} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Valore di tentativo: } x_{\text{app_2_nn}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$$

Given

$$sN_{\text{int}}(x_{\text{app_2_nn}}, A_{\text{inf_app_2_nn}}, A_{\text{sup_app_2_nn}}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{\text{app_2_nn}} := \text{Find}(x_{\text{app_2_nn}}) = 27.065 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u_2_nn} := M_{\text{int_u}}(x_{\text{app_2_nn}}, A_{\text{inf_app_2_nn}}, A_{\text{sup_app_2_nn}}) = 8.321 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{Ed} = 7.27 \text{ kN m}$.

SEZIONE APPOGGIO 2:

$$A_{\text{sup_app_3_nn}} := 2A_{s\Phi 12} = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_3_nn}} := A_{s\Phi 8} = 50.265 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Valore di tentativo: } x_{\text{app_3_nn}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$$

Given

$$sN_{\text{int}}(x_{\text{app_3_nn}}, A_{\text{inf_app_3_nn}}, A_{\text{sup_app_3_nn}}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{\text{app_3_nn}} := \text{Find}(x_{\text{app_3_nn}}) = 52.441 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u_nn_3} := M_{\text{int_u}}(x_{\text{app_3_nn}}, A_{\text{inf_app_3_nn}}, A_{\text{sup_app_3_nn}}) = 17.818 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{Ed} = 17.05 \text{ kN m}$.

SEZIONE APPOGGIO 4:

$$A_{\text{sup_app_4_nn}} := 2A_{s\Phi 12} = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_4_nn}} := A_{s\Phi 8} = 50.265 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Valore di tentativo: } x_{\text{app_4_nn}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$$

Given

$$sN_{\text{bal}}(x_{\text{app_4_nn}}, A_{\text{inf_app_4_nn}}, A_{\text{sup_app_4_nn}}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{\text{app_4_nn}} := \text{Find}(x_{\text{app_4_nn}}) = 56.393 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u_nn_4} := M_{\text{bal_u}}(x_{\text{app_4_nn}}, A_{\text{inf_app_4_nn}}, A_{\text{sup_app_4_nn}}) = 13.157 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{Ed} = 8.56 \text{ kN m}$.

7) Verifica a taglio

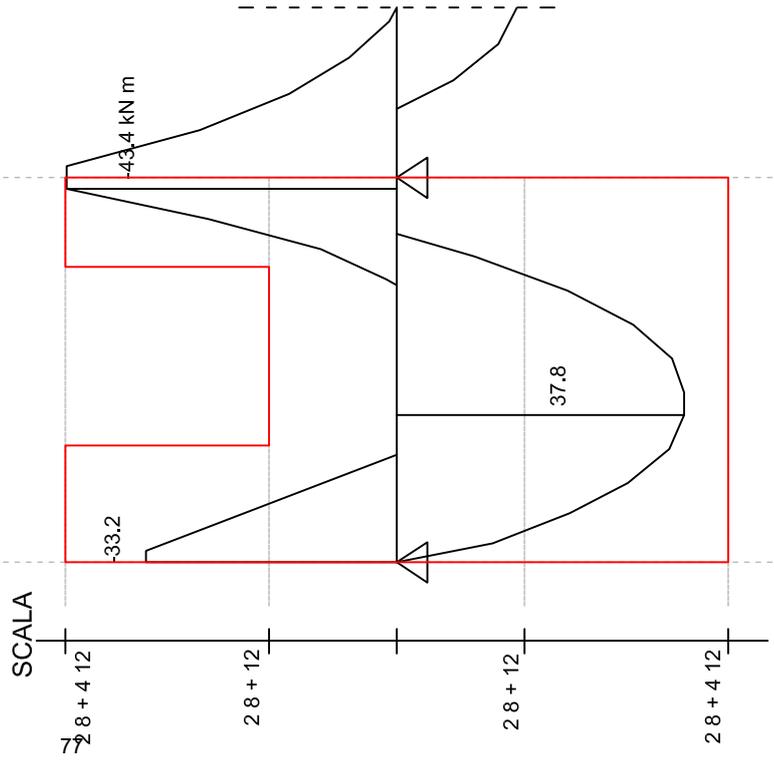
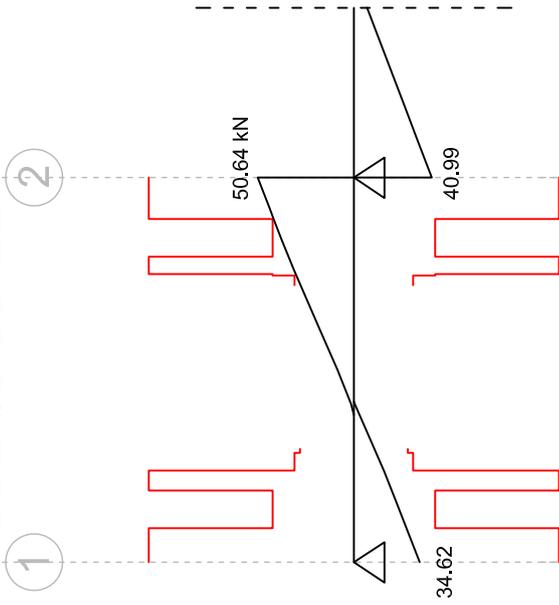
VERIFICA SUL SINGOLO TRAVETTO DI INTERPIANO

TRAVETTO: N - N' SOLAIO DI INTERPIANO						
Tondini utilizzati						
	d (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Caratteristiche travetto						
f _{ck} (MPa)	d _{int} (mm)	δ _{int} (mm)	k _{int}	d _{bal} (mm)	δ _{bal} (mm)	k _{bal}
24.9	224	26	1.94	174	36	2.07
Progetto delle fasce piene						
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
1-2	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
2-3	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
3-4	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
5-6	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
6-7	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
7-8	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
8-9	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
9-10	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
10-11	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
12-13	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
13-14	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
14-15	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
15-16	500	0	2	226.08	0.0026	40.31
16-17	100	0	2	226.08	0.0130	13.79
17-18	100	0	1	113.04	0.0065	10.94
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	100	2	0	100.48	0.0045	11.69
1-2	100	2	0	100.48	0.0045	11.69
2-3	100	2	0	100.48	0.0045	11.69
4-5	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
5-6	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
6-7	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
7-8	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
8-9	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
8-10	500	1	1	163.28	0.0015	40.17

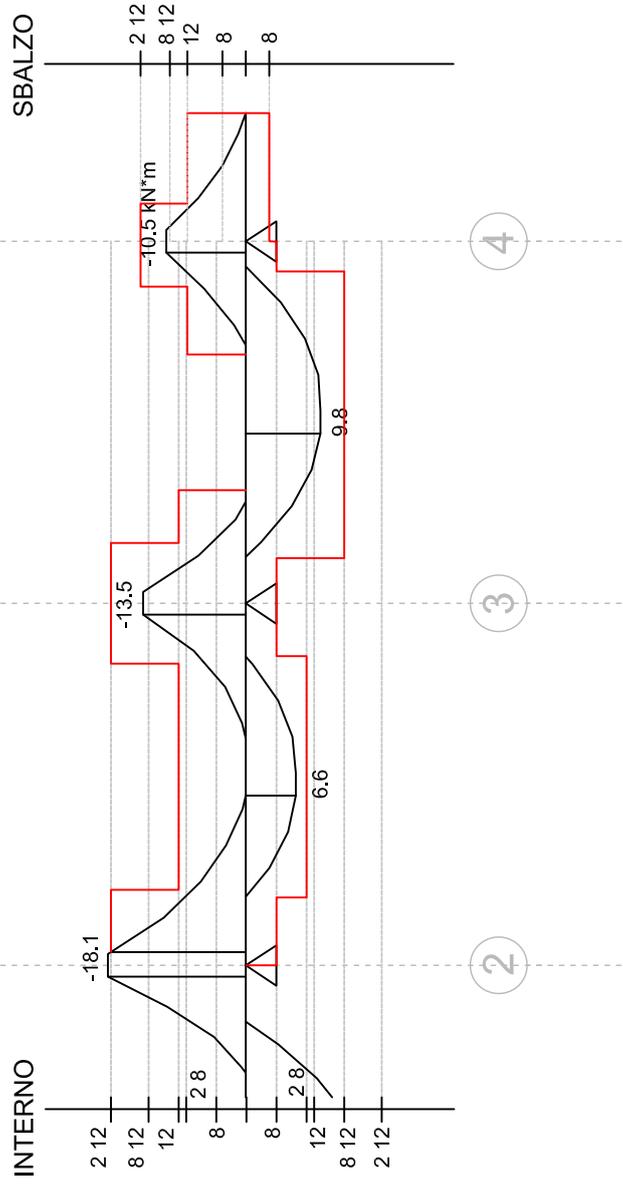
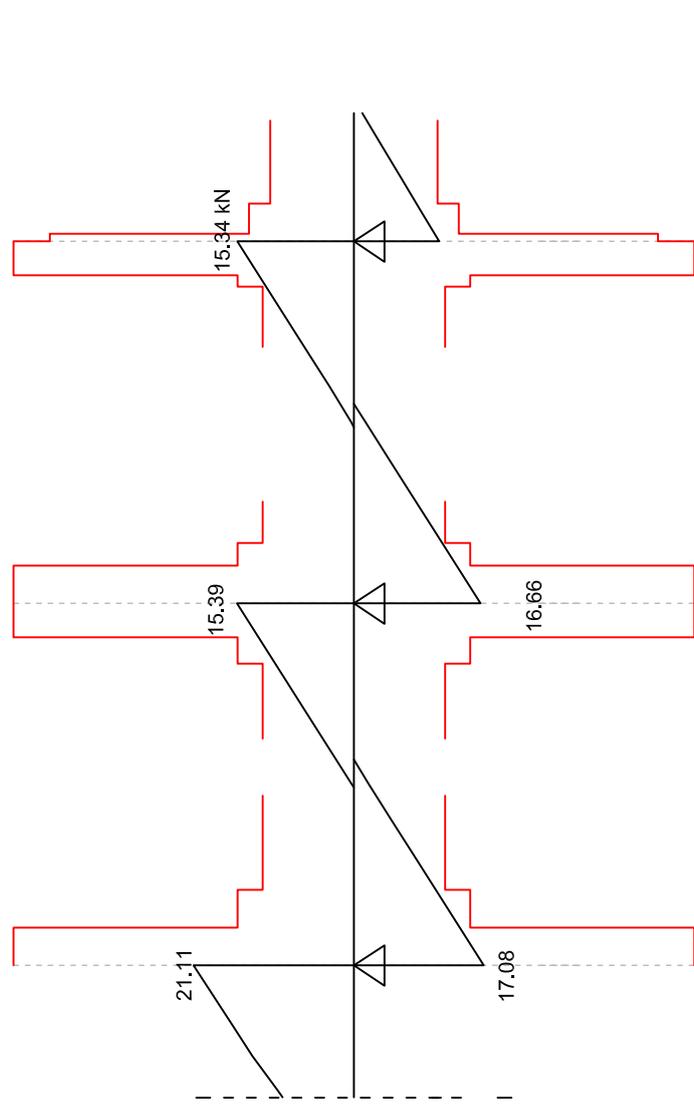
VERIFICA SUL TRATTO DI 1m PER LA SCALA A SOLETTA RAMPANTE

TRAVETTO: N-N' CAMPATA 1-2 (SCALA)						
Tondini utilizzati						
	d (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Caratteristiche travetto						
f _{ck} (MPa)	d _{int} (mm)	δ _{int} (mm)	k _{int}			
24.9	224	26	1.94			
Progetto delle fasce piene						
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	1200	2	4	552.64	0.0021	108.12
1-2	300	2	4	552.64	0.0082	42.91
2-3	1200	2	4	552.64	0.0021	108.12
3-4	300	2	1	213.52	0.0032	31.25
4-5	300	1	1	163.28	0.0024	28.58
6-7	300	2	1	213.52	0.0032	31.25
7-8	300	2	4	552.64	0.0082	42.91
8-9	1200	2	4	552.64	0.0021	108.12
9-10	300	2	4	552.64	0.0082	42.91
11-12	1200	2	4	552.64	0.0021	108.12
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	1200	2	4	552.64	0.0021	108.12
1-2	300	2	4	552.64	0.0082	42.91
2-3	1200	2	4	552.64	0.0021	108.12
3-4	300	2	4	552.64	0.0082	42.91
4-5	1200	2	4	552.64	0.0021	108.12
5-6	300	2	4	552.64	0.0082	42.91

SOLAIO SCALE



SOLAIO DI PIANO



5.2.4 TRAVETTO I'

1) Geometria della sezione

$$s_s = 5 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_int}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{solaio_int}} = 2.6 \cdot \text{cm}$$

$$b_{\text{travetto}} = 10 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_bal}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

2) Analisi dei carichi

I carichi agenti sull'interpiano sono:

Per il solaio interno:

$$G_1 = 3.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_int} = 3.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_int} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Per il balcone:

$$G_{1_bal} = 2.624 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_bal} = 1.66 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_bal} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_{2_fioriera} = 1.477 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinazioni di carico agenti sulle campate:

$$(0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_{2_int}) = 4.812 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_int}) = 1.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinazioni di carico agenti sul balcone:

$$(0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_{1_bal} + \gamma_{G2} \cdot G_{2_bal}) = 2.951 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_bal}) = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{fio}} := (0.5\text{m}) \cdot \gamma_{G2} \cdot g_{2_fioriera} = 1.108 \cdot \text{kN}$$

3) Traslazione dell'inviluppo

$$d_{\text{solaio_int}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_bal}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

$$\text{traslazione}(d_{\text{solaio_int}}) = 0.101 \text{ m}$$

$$\text{traslazione}(d_{\text{solaio_bal}}) = 7.83 \cdot \text{cm}$$

La traslazione dell'inviluppo del momento è assunta per tutti i tipi di travetto di 15cm.

4) Momento fuori calcolo sulla cerniera

$$M_{\text{fuori_calcolo}}(l_{34}, G_1, G_{2_int}, Q_{2_int}) = 7.271 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Il momento fuori calcolo si estende linearmente fino ad una distanza dalla cerniera di:

$$\frac{l_{34}}{3} = 1.6 \text{ m}$$

5) Progetto armatura con $A_s = M / 0.9 \cdot d \cdot f_{yd}$

TRAVETTO: I I'						
Tondini utilizzati						
	Diametro (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Altezza utile travetto						
d _{travetto_int} (mm)	224					
d _{balcone_int} (mm)	174					
Resistenza di progetto acciaio snervato						
f _{yd} (MPa)	391					
Progetto armatura longitudinale						
SEZIONE	M ^{AGENTE} (kN m)	A _s ^{teorica} (mm ²)	φ8	φ12	A _s ^{pratica} (mm ²)	M ^{RES} (kN m)
APPOGGIO 1	10.36	169.20	0	2	226.08	13.84
CAMPATA 1-2	11.21	142.21	1	1	163.28	12.87
APPOGGIO 2	14.8	187.76	0	2	226.08	17.82
CAMPATA 2-3	6.05	76.75	2	0	100.48	7.92
APPOGGIO 3	15.53	197.02	0	2	226.08	17.82
CAMPATA 3-4	12.23	155.15	1	1	163.28	12.87
APPOGGIO 4	7.27	92.23	2	0	100.48	7.92

6) Verifica a momento delle sezioni critiche

Le sezioni dei travetti sottoposte a momento negativo prossime agli appoggi sono considerate le più critiche poichè hanno una sezione di cls resistente ridotta.

SEZIONE PROSSIMA ALL'APPOGGIO 1:

Scelgo il lato sullo sbalzo e di usare le relative formule perchè è il lato più critico.

$$A_{sup_app_1_ii} := 2A_{s\phi 12} = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{inf_app_1_ii} := A_{s\phi 8} = 50.265 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo: $x_{app_1_ii} := \frac{d_{solaio_int}}{5}$

Given

$$sN_{bal}(x_{app_1_ii}, A_{inf_app_1_ii}, A_{sup_app_1_ii}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{app_1_ii} := \text{Find}(x_{app_1_ii}) = 56.393 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u1} := M_{bal_u}(x_{app_1_ii}, A_{inf_app_1_ii}, A_{sup_app_1_ii}) = 13.157 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{Ed} = 10.36 \text{ kN m}$.

SEZIONE APPOGGIO 2:

$$A_{\text{sup_app_2_ii}} := 2A_{\text{s}\Phi 12} = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_2_ii}} := A_{\text{s}\Phi 8} = 50.265 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo:

$$x_{\text{app_2_ii}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$$

Given

$$sN_{\text{int}}(x_{\text{app_2_ii}}, A_{\text{inf_app_2_ii}}, A_{\text{sup_app_2_ii}}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{\text{app_2_ii}} := \text{Find}(x_{\text{app_2_ii}}) = 52.441 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{u2}} := M_{\text{int_u}}(x_{\text{app_2_ii}}, A_{\text{inf_app_2_ii}}, A_{\text{sup_app_2_ii}}) = 17.818 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{\text{Ed}} = 14.80 \text{ kN m}$.

Con gli stessi calcoli che anche la sezione sull'appoggio 3 è verificata, in quanto il momento resistente supera quello agente di 15.53 kN m .

SEZIONE APPOGGIO 4:

$$A_{\text{sup_app_4_ii}} := 2A_{\text{s}\Phi 8} = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_4_ii}} := A_{\text{s}\Phi 8} + A_{\text{s}\Phi 12} = 163.363 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo:

$$x_{\text{app_4_ii}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$$

Given

$$sN_{\text{int}}(x_{\text{app_4_ii}}, A_{\text{inf_app_4_ii}}, A_{\text{sup_app_4_ii}}) = 0 \text{ kN}$$

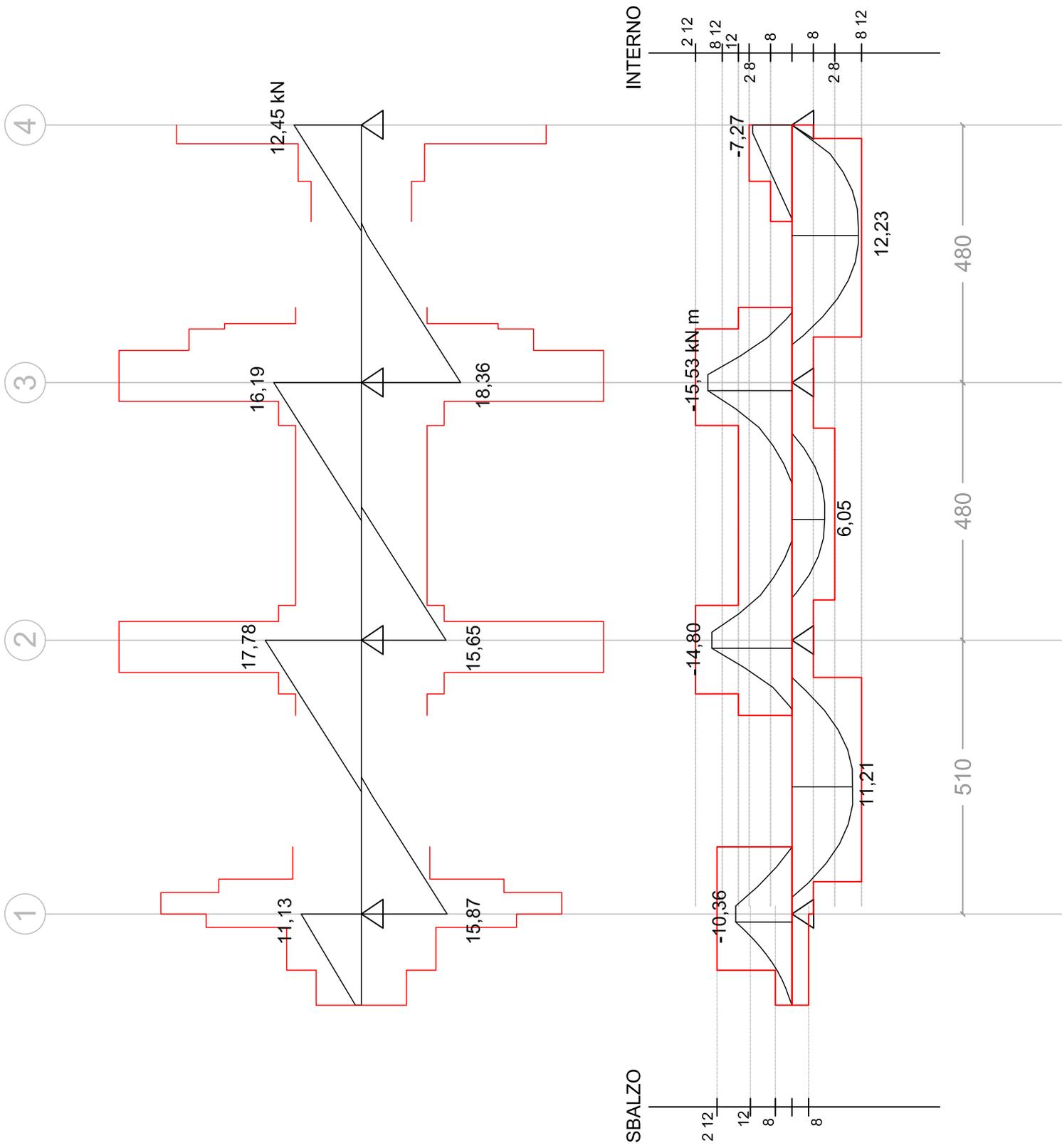
$$x_{\text{app_4_ii}} := \text{Find}(x_{\text{app_4_ii}}) = 26.807 \cdot \text{mm}$$

$$M_{\text{u4}} := M_{\text{int_u}}(x_{\text{app_4_ii}}, A_{\text{inf_app_4_ii}}, A_{\text{sup_app_4_ii}}) = 8.319 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{\text{Ed}} = 7.27 \text{ kN m}$.

5.2.4.7 VERIFICA A TAGLIO

TRAVETTO: I - I'						
Tondini utilizzati						
	d (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Caratteristiche travetto						
f _{ck} (MPa)	d _{int} (mm)	δ _{int} (mm)	k _{int}	d _{bal} (mm)	δ _{bal} (mm)	k _{bal}
24.9	224	26	1.94	174	36	2.07
Progetto delle fasce piene						
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	100	1	0	50.24	0.0029	8.35
1-2	100	0	2	226.08	0.0130	13.79
2-3	300	0	2	226.08	0.0043	28.68
3-4	500	0	2	226.08	0.0020	37.06
4-5	300	0	2	226.08	0.0034	26.36
6-7	100	0	2	226.08	0.0101	12.67
7-8	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
8-9	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
9-10	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
10-11	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
11-12	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
12-13	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
13-14	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
14-15	300	0	2	226.08	0.0034	31.85
15-16	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
16-17	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
18-19	100	1	0	50.24	0.0022	9.28
19-20	100	2	0	100.48	0.0045	11.69
20-21	500	2	0	100.48	0.0009	34.17
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	500	1	0	50.24	0.0004	27.12
1-2	300	1	0	50.24	0.0007	19.29
2-3	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
3-4	100	1	0	50.24	0.0022	9.28
5-6	100	2	0	100.48	0.0045	11.69
7-8	300	1	0	50.24	0.0007	19.29
8-9	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
9-10	500	1	0	50.24	0.0004	27.12



5.2.5 TRAVETTO O O'

1) Geometria della sezione

$$s_s = 5 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_int}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{solaio_int}} = 2.6 \cdot \text{cm}$$

$$b_{\text{travetto}} = 10 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_bal}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{solaio_bal}} = 3.6 \cdot \text{cm}$$

2) Analisi dei carichi

I carichi agenti sull'interpiano sono:

Per il solaio interno:

$$G_1 = 3.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_int} = 3.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_int} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Per il balcone:

$$G_{1_bal} = 2.624 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_bal} = 1.66 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_bal} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_{2_fioriera} = 1.477 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinazioni di carico agenti sulle campate:

$$(0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_{2_int}) = 4.812 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_int}) = 1.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinazioni di carico agenti sul balcone:

$$(0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_{1_bal} + \gamma_{G2} \cdot G_{2_bal}) = 2.951 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_bal}) = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{fio}} := (0.5\text{m}) \cdot \gamma_{G2} \cdot g_{2_fioriera} = 1.108 \cdot \text{kN}$$

3) Traslazione dell'involuppo

$$d_{\text{solaio_int}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_bal}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

$$\text{traslazione}(d_{\text{solaio_int}}) = 0.101 \text{ m}$$

$$\text{traslazione}(d_{\text{solaio_bal}}) = 7.83 \cdot \text{cm}$$

La traslazione dell'involuppo del momento è assunta per tutti i tipi di travetto di 15cm.

4) Momento fuori calcolo aggiunto sulla cerniera

$$M_{\text{fuori_calcolo}}(l_{12}, G_1, G_{2_int}, Q_{2_int}) = 8.209 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Il momento fuori calcolo si estende linearmente fino ad una distanza dalla cerniera di:

$$\frac{l_{12}}{3} = 1.7 \text{ m}$$

5) Progetto armatura con $A_s = M / 0.9 \cdot d \cdot f_{yd}$

TRAVETTO: O O'						
Tondini utilizzati						
	Diametro (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Altezza utile travetto						
d _{travetto_int} (mm)	224					
d _{balcone_int} (mm)	174					
Resistenza di progetto acciaio snervato						
f _{yd} (MPa)	391					
Progetto armatura longitudinale						
SEZIONE	M ^{AGENTE} (kN m)	A _s ^{teorica} (mm ²)	φ8	φ12	A _s ^{pratica} (mm ²)	M ^{RES} (kN m)
APPOGGIO 1	8.2	104.03	1	1	163.28	12.87
CAMPATA 1-2	13.65	173.17	0	2	226.08	17.82
APPOGGIO 2	17.13	217.32	0	2	226.08	17.82
CAMPATA 2-3	6.03	76.50	2	0	100.48	7.92
APPOGGIO 3	13.2	167.46	0	2	226.08	17.82
CAMPATA 3-4	9.68	122.80	1	1	163.28	12.87
APPOGGIO 4	10.47	170.99	0	2	226.08	13.84

6) Verifica a momento delle sezioni critiche

Le sezioni dei travetti sottoposte a momento negativo prossime agli appoggi sono considerate le più critiche poichè hanno una sezione di cls resistente ridotta.

SEZIONE PROSSIMA ALL'APPOGGIO 1:

Scelgo il lato sullo sbalzo e di usare le relative formule perchè è il lato più critico.

$$A_{sup_app_1_oo} := A_s \phi 8 + A_s \phi 12 = 163.363 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{inf_app_1_oo} := A_s \phi 12 = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo:

$$x_{app_1_oo} := \frac{d_{solaio_int}}{5}$$

Given

$$sN_{int}(x_{app_1_oo}, A_{inf_app_1_oo}, A_{sup_app_1_oo}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{app_1_oo} := \text{Find}(x_{app_1_oo}) = 33.707 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u1_oo} := M_{int_u}(x_{app_1_oo}, A_{inf_app_1_oo}, A_{sup_app_1_oo}) = 13.195 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{Ed} = 8.2 \text{ kN m}$.

SEZIONE APPOGGIO 2:

$$A_{\text{sup_app_2_oo}} := 2A_{s\Phi 12} = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_2_oo}} := A_{s\Phi 8} = 50.265 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo:

$$x_{\text{app_2_oo}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$$

Given

$$sN_{\text{int}}(x_{\text{app_2_oo}}, A_{\text{inf_app_2_oo}}, A_{\text{sup_app_2_oo}}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{\text{app_2_oo}} := \text{Find}(x_{\text{app_2_oo}}) = 52.441 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u2_oo} := M_{\text{int_u}}(x_{\text{app_2_oo}}, A_{\text{inf_app_2_oo}}, A_{\text{sup_app_2_oo}}) = 17.818 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{Ed} = 17.13 \text{ kN m}$.

Con gli stessi calcoli che anche la sezione sull'appoggio 3 è verificata, in quanto il momento resistente supera quello agente di 13.20 kN m .

SEZIONE APPOGGIO 4:

$$A_{\text{sup_app_4_oo}} := 2A_{s\Phi 12} = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf_app_4_oo}} := A_{s\Phi 8} = 50.265 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo:

$$x_{\text{app_4_oo}} := \frac{d_{\text{solaio_int}}}{5}$$

Given

$$sN_{\text{bal}}(x_{\text{app_4_oo}}, A_{\text{inf_app_4_oo}}, A_{\text{sup_app_4_oo}}) = 0 \text{ kN}$$

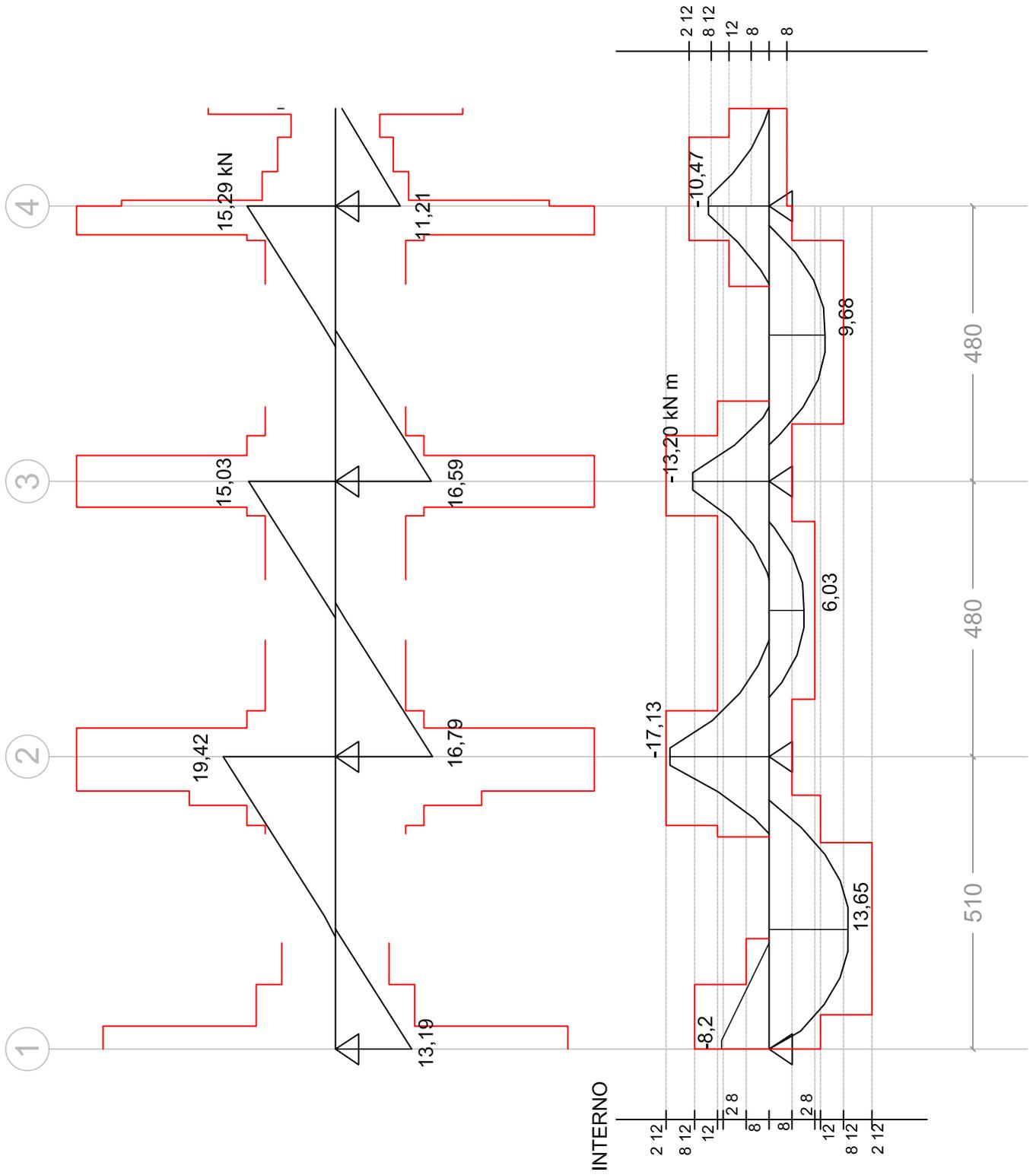
$$x_{\text{app_4_oo}} := \text{Find}(x_{\text{app_4_oo}}) = 56.393 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u4_oo} := M_{\text{bal_u}}(x_{\text{app_4_oo}}, A_{\text{inf_app_4_oo}}, A_{\text{sup_app_4_oo}}) = 13.157 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{Ed} = 10.47 \text{ kN m}$.

5.2.5.7 VERIFICA A TAGLIO

TRAVETTO: O - O'						
Tondini utilizzati						
	d (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Caratteristiche travetto						
f _{ck} (MPa)	d _{int} (mm)	δ _{int} (mm)	k _{int}	d _{bal} (mm)	δ _{bal} (mm)	k _{bal}
24.9	224	26	1.94	174	36	2.07
Progetto delle fasce piene						
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	500	1	1	163.28	0.0015	40.17
1-2	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
2-3	100	1	0	50.24	0.0022	9.28
4-5	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
5-6	300	0	1	113.04	0.0017	25.28
6-7	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
7-8	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
8-9	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
9-10	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
11-12	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
12-13	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
13-14	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
14-15	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
15-16	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
17-18	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
18-19	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
19-20	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
20-21	500	0	2	226.08	0.0020	37.06
21-22	100	0	2	226.08	0.0101	12.67
22-23	100	0	1	113.04	0.0050	10.06
23-24	100	1	0	50.24	0.0022	7.68
24-25	500	1	0	50.24	0.0004	22.45
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	500	0	1	113.04	0.0010	35.54
1-2	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
2-3	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
3-4	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
6-7	100	2	0	100.48	0.0045	11.69
10-11	100	2	0	100.48	0.0045	11.69
11-12	500	2	0	100.48	0.0009	34.17
12-13	500	1	0	50.24	0.0004	27.12



5.3 SOLAIO TRA PIANO TERRA E PIANO PRIMO

5.3.1 TRAVETTO P P'

1) Geometria della sezione

$$s_s = 5 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_int}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$\delta_{\text{solaio_int}} = 2.6 \cdot \text{cm}$$

$$b_{\text{travetto}} = 10 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_bal}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

2) Analisi dei carichi

I carichi agenti sull'interpiano sono:

Per il solaio interno:

$$G_1 = 3.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_int} = 3.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_int} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Per il balcone:

$$G_{1_bal} = 2.624 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_bal} = 1.66 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_bal} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_{2_fioriera} = 1.477 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinazioni di carico agenti sulle campate:

$$(0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_{2_int}) = 4.812 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$(0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_int}) = 1.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinazioni di carico agenti sul balcone:

$$(0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{G1} \cdot G_{1_bal} + \gamma_{G2} \cdot G_{2_bal}) = 2.951 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$(0.5\text{m}) \cdot (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_bal}) = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{fioriera} := (0.5\text{m}) \cdot \gamma_{G2} \cdot g_{2_fioriera} = 1.108 \cdot \text{kN}$$

3) Traslazione dell'involuppo

$$d_{\text{solaio_int}} = 22.4 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{solaio_bal}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

$$\text{traslazione}(d_{\text{solaio_int}}) = 0.101 \text{ m}$$

$$\text{traslazione}(d_{\text{solaio_bal}}) = 7.83 \cdot \text{cm}$$

La traslazione dell'involuppo del momento è assunta per tutti i tipi di travetto di 15cm.

4) Momento fuori calcolo sulla cerniera

$$M_{\text{fuori_calcolo}}(l_{34}, G_1, G_{2_int}, Q_{2_int}) = 7.271 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Il momento fuori calcolo si estende linearmente fino ad una distanza dalla cerniera di:

$$\frac{l_{34}}{3} = 1.6 \text{ m}$$

5) Progetto armatura con $A_s = M / 0.9 \cdot d \cdot f_{yd}$

TRAVETTO: P P'						
Tondini utilizzati						
	Diametro (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Altezza utile travetto						
d _{travetto_int} (mm)	224					
d _{balcone_int} (mm)	174					
Resistenza di progetto acciaio snervato						
f _{yd} (MPa)	391					
Progetto armatura longitudinale						
SEZIONE	M ^{AGENTE} (kN m)	A _s ^{teorica} (mm ²)	φ8	φ12	A _s ^{pratica} (mm ²)	M ^{RES} (kN m)
APPOGGIO 1	18.82	238.75	1	2	276.32	21.78
CAMPATA 1-2	9.54	121.03	1	1	163.28	12.87
APPOGGIO 2	14.9	189.02	0	2	226.08	17.82
CAMPATA 2-3	8.4	106.56	1	1	163.28	12.87
APPOGGIO 3	13.4	170.00	0	2	226.08	17.82
CAMPATA 3-4	8.1	102.76	1	1	163.28	12.87
APPOGGIO 4	16.82	274.70	1	2	276.32	16.92

Dalla tabella si evidenzia che il numero di barre nell'appoggio 1 e nell'appoggio 4 sono 3; il momento agente relativo a quegli appoggi è negativo, ovvero l'armatura dimensionata è quella superiore che viaggia nella soletta.

Questa considerazione permette di accettare un numero di barre superiore a 2, perchè la φ8 si muove baricentricamente rispetto al travetto e, piegandosi, va a generare un momento resistente fuori calcolo positivo. I 2φ12 viaggiano e si interrompono nella soletta del balcone.

Tale soluzione richiede che le due barre si ancorino in zona tesa, per cui è necessario aumentare la lunghezza di ancoraggio fino a 60cm.

6) Verifica a momento delle sezioni critiche

Le sezioni dei travetti sottoposte a momento negativo prossime agli appoggi sono considerate le più critiche poichè hanno una sezione di cls resistente ridotta.

SEZIONE PROSSIMA ALL'APPOGGIO 1:

Scelgo il lato sullo sbalzo e di usare le relative formule perchè è il lato più critico.

$$A_{sup_app_1_pp} := A_{s\phi 8} + 2A_{s\phi 12} = 276.46 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{inf_app_1_pp} := A_{s\phi 8} = 50.265 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo:

$$x_{app_1_pp} := \frac{d_{solaio_int}}{5}$$

Given

$$sN_{bal}(x_{app_1_pp}, A_{inf_app_1_pp}, A_{sup_app_1_pp}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{app_1_pp} := \text{Find}(x_{app_1_pp}) = 68.109 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u1_pp} := M_{bal_u}(x_{app_1_pp}, A_{inf_app_1_pp}, A_{sup_app_1_pp}) = 15.625 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Il valore di momento agente sul modello è $M_{Ed} = 16.82 \text{ kN m}$. La sezione critica con $b=10\text{cm}$ inizia però ad una distanza di 0.35m dall'appoggio perchè lo sbalzo ha una fascia semipiena dovuta al taglio. Il momento agente sulla reale sezione critica è $13.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$, che è inferiore rispetto al momento resistente.

Con gli stessi calcoli anche la sezione sull'appoggio 4 è verificata, in quanto il momento resistente supera quello agente sulla sezione realmente critica pari a 14.25 kN m .

SEZIONE APPOGGIO 2:

$$A_{sup_app_2_pp} := 2A_{s\Phi 12} = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{inf_app_2_pp} := A_{s\Phi 8} = 50.265 \cdot \text{mm}^2$$

Valore di tentativo:

$$x_{app_2_pp} := \frac{d_{solaio_int}}{5}$$

Given

$$sN_{int}(x_{app_2_pp}, A_{inf_app_2_pp}, A_{sup_app_2_pp}) = 0 \text{ kN}$$

$$x_{app_2_pp} := \text{Find}(x_{app_2_pp}) = 52.441 \cdot \text{mm}$$

$$M_{u2_pp} := M_{int_u}(x_{app_2_pp}, A_{inf_app_2_pp}, A_{sup_app_2_pp}) = 17.818 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

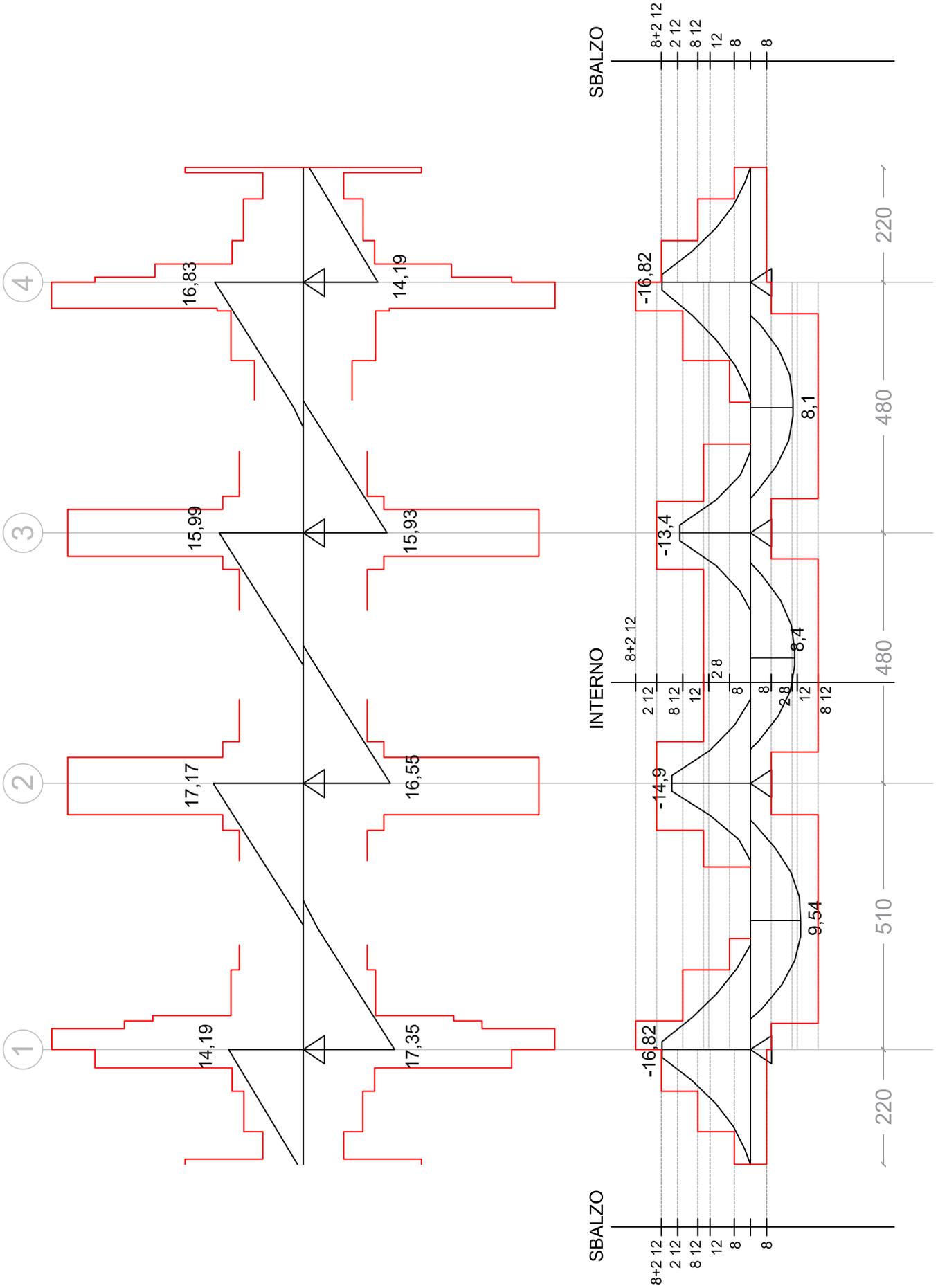
OK: sezione verificata a momento. Valore superiore a $M_{Ed} = 14.90 \text{ kN m}$.

Con gli stessi calcoli anche la sezione sull'appoggio 3 è verificata, in quanto il momento resistente supera quello agente di 13.4 kN m .

7) Verifica a taglio

TRAVETTO: P - P'						
Tondini utilizzati						
	d (mm)	Area (mm ²)				
φ8	8	50.24				
φ12	12	113.04				
Caratteristiche travetto						
f _{ck} (MPa)	d _{int} (mm)	δ _{int} (mm)	k _{int}	d _{bal} (mm)	δ _{bal} (mm)	k _{bal}
24.9	224	26	1.94	174	36	2.07
Progetto delle fasce piene						
TRATTO	b _{travetto} (mm)	φ8	φ12	A _s ^t (mm ²)	ρ _l	V _{Rd} (kN)
0-1	500	1	0	50.24	0.0004	22.45
1-2	100	1	0	50.24	0.0022	7.68
2-3	100	1	1	163.28	0.0073	11.37
3-4	100	1	2	276.32	0.0123	13.55
4-5	100	1	2	276.32	0.0123	13.55
5-6	500	1	2	276.32	0.0025	39.62
6-7	500	1	2	276.32	0.0025	47.87
7-8	300	1	2	276.32	0.0041	34.06
8-9	300	1	1	163.28	0.0024	28.58
9-10	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
10-11	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
11-12	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
13-14	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
14-15	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
15-16	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
16-17	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
17-18	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
18-19	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
20-21	100	0	1	113.04	0.0050	12.15
21-23	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
23-24	500	0	2	226.08	0.0020	44.78
24-25	100	0	2	226.08	0.0101	15.31
25-26	100	0	1	113.04	0.0050	12.15

27-28	100	1	0	50.24	0.0022	9.28
28-29	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
29-30	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
30-31	100	1	2	276.32	0.0123	16.37
31-32	500	1	2	276.32	0.0025	47.87
32-33	500	1	2	276.32	0.0025	39.62
33-34	300	1	2	276.32	0.0041	28.18
34-35	100	1	2	276.32	0.0123	13.55
35-36	100	1	1	163.28	0.0073	11.37
36-37	100	1	0	50.24	0.0022	7.68
37-38	500	1	0	50.24	0.0004	22.45
TRATTO	b_{travetto} (mm)	$\phi 8$	$\phi 12$	A_s^t (mm ²)	ρ_l	V_{Rd} (kN)
0-1	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
2-3	100	1	1	163.28	0.0073	13.74
4-5	100	1	1	163.28	0.0073	13.74



5.3.2 SBALZO D'ANGOLO

Una possibile soluzione per lo sbalzo d'angolo è quella di vincolare lo sbalzo ad una trave di contrappeso realizzata nella campata di solaio.

Lo sbalzo viene schematizzato con una trave-leva continua appoggiata sul pilastro d'angolo e sul vincolo interno costituito dalla trave di contrappeso.

1) Geometria dello sbalzo e della sezione ideale

$$s_s = 5 \cdot \text{cm} \quad b_{\text{travetto}} = 10 \cdot \text{cm}$$

$$d_{\text{trave_leva_angolo}} = 17.4 \cdot \text{cm} \quad d_{\text{trave_contrappeso}} = 20.4 \cdot \text{cm}$$

$$L_{\text{sbalzo_1_pt}} := 2.2\text{m} \quad L_{\text{sbalzo_2_pt}} := 2.2\text{m}$$

$$L_{\text{trave_leva_esterna_pt}} := \sqrt{(L_{\text{sbalzo_1_pt}})^2 + (L_{\text{sbalzo_2_pt}})^2} = 3.111 \text{ m}$$

$$L_{\text{trave_leva_interna_pt}} := 1 \cdot \text{m}$$

$$L_{\text{trave_contrappeso_pt}} := 1.4 \cdot \text{m}$$

TRAVE DI LEVA

2) Analisi dei carichi

Per interno:

$$G_1 = 3.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_int} = 3.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

A vantaggio di sicurezza considero un caso di carico in cui nella parte interna non ho carico variabile che potrebbe aiutarmi a controbilanciare il balcone.

$$G_{1_bal} = 2.624 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_bal} = 1.66 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_bal} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_{2_fioriera} = 1.477 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{1_soletta_bal_pieno} := (21\text{cm}) \cdot \left(\frac{1\text{m}}{1\text{m}}\right) \cdot \left(16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 3.36 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Combinazioni di carico agenti sul balcone:

$$q_{\text{sbalzo_angolo_pt}} := \left[(\gamma_{G1} \cdot G_{1_soletta_bal_pieno} + \gamma_{G2} \cdot G_{2_bal}) + (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_bal}) \right] = 12.858 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{\text{fio_angolo_pt}} := \gamma_{G2} \cdot g_{2_fioriera} = 2.215 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Indicata con:

- P la risultante dei carichi superficiali allo SLU agenti sullo sbalzo, applicata nel baricentro dello sbalzo.
- e con F la risultante del carico lineare della fioriera, applicata all'estremità dello sbalzo.

$$P_{\text{trave_leva_pt}} := q_{\text{sbalzo_angolo_pt}} \cdot (L_{\text{sbalzo_1_pt}} + L_{\text{sbalzo_2_pt}}) = 62.233 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{trave_leva_pt}} := F_{\text{fio_angolo_pt}} \cdot (L_{\text{sbalzo_1_pt}} + L_{\text{sbalzo_2_pt}}) = 9.747 \cdot \text{kN}$$

$$C_{\text{trave_leva}} := \frac{(\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_{2_int}) \cdot L_{\text{trave_contrappeso_pt}} \cdot L_{\text{trave_leva_interna_pt}}}{2} = 6.737 \cdot \text{kN}$$

Il momento massimo agente in corrispondenza della cerniera rappresentante il pilastro:

$$M_{Ed_trave_leva_esterna_pt} := F_{trave_leva_pt} \cdot \left(\frac{3}{4} L_{trave_leva_esterna_pt} \right) \dots = 119.555 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \\ + P_{trave_leva_pt} \cdot \left(\frac{L_{trave_leva_esterna_pt}}{2} \right)$$

3) Calcolo base trave di leva

La base della trave-leva esterna necessaria in caso di flessione semplice con rottura bilanciata:

$$\xi_{trave_leva} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} = 0.259 \quad (\text{ipotesi di rottura bilanciata})$$

$$r_{trave_leva} := \sqrt{\frac{1}{0.8 \cdot \xi_{trave_leva} \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi_{trave_leva})}} = 0.572 \cdot \text{MPa}^{-0.5}$$

$$b_{trave_leva_pt_calcolo} := \frac{M_{Ed_trave_leva_esterna_pt} \cdot r_{trave_leva}^2}{d_{trave_leva_angolo}^2} = 129.039 \cdot \text{cm}$$

$$b_{trave_leva_pt} := 140 \text{cm}$$

la base della trave-leva è assunta di circa 140cm.

4) Calcolo armatura trave di leva

$$A_{s_trave_leva_calcolo_pt} := \frac{M_{Ed_trave_leva_esterna_pt}}{0.9 \cdot f_{yd} \cdot d_{trave_leva_angolo}} = 1.951 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s\Phi 10} = 78.54 \text{mm}^2 \quad A_{s\Phi 14} = 153.938 \text{mm}^2$$

$$\frac{A_{s_trave_leva_calcolo_pt}}{A_{s\Phi 14} + A_{s\Phi 10}} = 8.392$$

$$A_{s_trave_leva_pt} := 8 \cdot (A_{s\Phi 14} + A_{s\Phi 10}) + A_{s\Phi 10} = 1.938 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$x_{s_trave_leva_pt} := \frac{A_{s_trave_leva_pt} \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{trave_leva_pt}} = 41.139 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Rd_pt} := (d_{trave_leva_angolo} - 0.4 \cdot x_{s_trave_leva_pt}) \cdot A_{s_trave_leva_pt} \cdot f_{yd} = 119.496 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Queste armature longitudinali sono piegate all'estremità dello sbalzo in modo da generare un'armatura inferiore fuori calcolo.

L'armatura superiore calcolata viaggia all'esterno a distanza pari al copriferro dall'estradosso dello sbalzo; nel passaggio all'interno dell'edificio, l'armatura superiore non è piegata e la distanza con l'estradosso del solaio interno aumenta. Questa soluzione permette di superare il problema di sovrapposizioni geometriche con l'armatura dei travetti dello sbalzo laterale e l'armatura filante dello sbalzo in continuità con il solaio interno.

E' buona norma infittire nella zona dello sbalzo d'angolo l'armatura (o rete) di ripartizione del solaio.

TRAVE DI CONTRAPPESO

2) Azioni sulla trave di contrappeso

L'azione portata dalla trave-leva dello sbalzo d'angolo è parzialmente controbilanciata dal peso del solaio interno.

$$P_{\text{trave_contrappeso_pt}} := \frac{M_{\text{Ed_trave_leva_esterna}}}{L_{\text{trave_leva_interna_pt}}} = 62.668 \cdot \text{kN}$$

3) Armatura trave di contrappeso

Il carico concentrato P viene distribuito sulla linea d'asse della trave di contrappeso; il momento max è $(qL^2)/8$ dove $q=P/L$, quindi $M_{\text{max}}=(PL)/8$.

$$M_{\text{max_trave_contrappeso_pt}} := \frac{P_{\text{trave_contrappeso_pt}} \cdot L_{\text{trave_contrappeso_pt}}}{8} = 10.967 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{\text{trave_contrappeso}} = 20.4 \cdot \text{cm}$$

$$A_{\text{s_trave_contrappeso_calcolo_pt}} := \frac{M_{\text{max_trave_contrappeso_pt}}}{0.9 \cdot f_{\text{yd}} \cdot d_{\text{trave_contrappeso}}} = 152.649 \cdot \text{mm}^2$$

$$\Phi_{10} := 10 \text{mm}$$

$$A_{\text{s}\Phi_{10}} := \left(\frac{\Phi_{10}}{2} \right)^2 \pi = 78.54 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s_trave_contrappeso_sup_pt}} := 4 \cdot A_{\text{s}\Phi_{10}} = 314.159 \cdot \text{mm}^2$$

La trave di contrappeso con 4 Φ 10 nella parte superiore e 2 Φ 10 riportati nella parte inferiore.

$$A_{\text{s_trave_contrappeso_inf_pt}} := 2 \cdot A_{\text{s}\Phi_{10}} = 157.08 \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_{\text{trave_contrappeso_pt}} := h_{\text{solaio}} - d_{\text{trave_contrappeso}} = 4.6 \cdot \text{cm}$$

Scelgo una dimensione della base della trave di contrappeso in modo che l'elemento generi inerzia ridotta rispetto a quella delle travi e dei pilastri e non determini una variazione sostanziale nella redistribuzione delle sollecitazioni.

$$b_{\text{trave_contrappeso_pt}} := 20 \text{cm}$$

Nota la sezione, calcolo il momento massimo resistente e lo confronto con quello agente.



$$M_{\text{R_trave_contrappeso_pt}} = 22.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{max_trave_contrappeso_pt}} = 10.967 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{ok})$$

La trave di contrappeso ha dimensioni 20cm x 25cm ed è armata con 4 Φ 8 nella parte superiore e con 2 Φ 8 nella parte inferiore.

4) Verifica a taglio

Ammetto che la trave sia non armata a taglio.

$$V_{\text{Ed_trave_contrappeso_pt}} := \frac{P_{\text{trave_contrappeso_pt}}}{2} = 31.334 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd_contrappeso_pt}(k, \rho_l, \sigma_{cp}, d, b) := \left[\frac{0.18}{\gamma_{cls}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d \cdot \frac{N^{\frac{2}{3}}}{mm^{\frac{4}{3}}}$$

1) Contributo dello sforzo normale: nullo perchè non è soggetta a compressione.

$$\sigma_{cp_contrappeso_pt} := 0 \frac{kN}{m^2}$$

2) Contributo del meccanismo di ingranamento:

$$k_{ingr_contrappeso_pt} := \begin{cases} 1 + \left(\frac{200mm}{d_{trave_contrappeso}} \right)^{0.5} & \text{if } 1 + \left(\frac{200mm}{d_{trave_contrappeso}} \right)^{0.5} < 2 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_{ingr_contrappeso_pt} = 1.99$$

3) Contributo del meccanismo spinotto nei vari tratti del travetto:

$$\rho_{contrappeso_pt} := \frac{A_{s_trave_contrappeso_sup_pt}}{b_{trave_contrappeso_pt} \cdot d_{trave_contrappeso}} = 7.7 \times 10^{-3}$$



$$V_{Rd_trave_contrappeso_pt} = 27.454 \cdot kN$$

Dalla verifica a taglio si evidenzia che la trave di contrappeso non resiste a taglio senza specifica armatura trasversale. Si inseriscono staffe $\Phi 8/20$ a 2 bracci.

$$s_{trave_contrappeso_pt} := 20cm$$

$$n_b_staffe_trave_contrappeso_pt := 2$$

$$A_{s_staffe_trave_contrappeso_pt} := n_b_staffe_trave_contrappeso_pt \cdot A_{s\Phi 8}$$



$$\theta_{trave_contrappeso_pt} = 21.8^\circ$$



$$V_{Rcd_trave_contrappeso_pt} = 104.214 \cdot kN$$

$$V_{Rsd_trave_contrappeso_pt} = 5.438 \times 10^3 \cdot kN$$

La trave così armata resiste a taglio.

5.3.3 SBALZO LATERALE

Per il dimensionamento dell'armatura longitudinale dello sbalzo laterale si è usato un modello semplificato di trave incastrata; prolungando una barra di armatura superiore nella parte bassa del travetto di sbalzo (mollone) si è generata anche una certa resistenza per momenti positivi.

Per sostenere lo sbalzo, il solaio retrostante presenta dei travettoni che sono ancorati sulla trave di bordo e sono lunghi almeno quanto l'estensione del balcone per ottenere un controsbalzo che, come in una bilancia, elimina l'effetto torsionale sulla trave di bordo.

L'armatura dei travetti dello sbalzo non si ancora alla trave di bordo (non reagente a torsione), ma al solaio retrostante disposto ortogonalmente; l'armatura superiore dello sbalzo supera, quindi, la trave di bordo e, passando nella soletta, si ancora nei travetti del solaio adiacente e ortogonale fino ad una lunghezza pari ai travettoni.

Lo schema di calcolo è una trave continua incernierata (sulla trave di bordo che non offre momento torcente) e posta su molle (corrispondenti ai travetti del solaio interno).

La trave continua rappresenta l'area di influenza del travettone ed ha doppia sezione:

1. base del travettone per la parte interna;
2. somma delle basi dei travetti dello sbalzo che rientrano nell'area di influenza del travettone per la parte esterna.

I travetti del solaio interno, che collaborano con i travetti a sbalzo, sono soggetti a forze verso l'alto, per cui è preferibile aumentare l'armatura superiore per i tratti prossimi ai pilastri.

1) Geometria della sezione

$$s_s = 5 \cdot \text{cm}$$

$$b_{\text{travetto}} = 10 \cdot \text{cm}$$

$$l_{\text{sb}} = 2.2 \text{ m}$$

Le armature sono così disposte:

1. le staffe del travettone ($\Phi 8$) contengono le armature longitudinali del travettone;
2. le armature longitudinali del travettone ($\Phi 12$) contengono le armature longitudinali dei travetti del solaio interno ($\Phi 12$) che collaborano come molle contro lo sbalzo.

Per l'altezza utile del travettone devo considerare il copriferro nominale (1.5cm), una tolleranza (0.5cm), una staffa $\Phi 8$ e la barra longitudinale $\Phi 12$:

$$d_{\text{travettone_pt}} := h_{\text{solaio}} - 1.5\text{cm} - 0.5\text{cm} - 0.8\text{cm} - \frac{1.2\text{cm}}{2} = 21.6 \cdot \text{cm}$$

Per l'armatura del solaio interno in adiacenza allo sbalzo laterale devo considerare il copriferro nominale (1.5cm), una tolleranza (0.5cm), una staffa $\Phi 8$ e la barra longitudinale $\Phi 12$ del travettone e una barra $\Phi 12$ del travetto:

$$d_{\text{solaio_retrostante_sbalzo_laterale}} := h_{\text{solaio}} - 1.5\text{cm} - 0.5\text{cm} - 0.8\text{cm} - 1.2\text{cm} - \frac{1.2\text{cm}}{2} = 20.4 \cdot \text{cm}$$

Per l'armatura dello sbalzo nel solaio interno l'altezza utile a momento negativo resta sempre l'altezza utile del travetto di sbalzo:

$$d_{\text{solaio_sbalzo_laterale_int}} := d_{\text{solaio_bal}} = 17.4 \cdot \text{cm}$$

TRAVETTO SBALZO LATERALE

2) Analisi dei carichi

Per il balcone:

$$G_{1_bal} = 2.624 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{2_bal} = 1.66 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad Q_{2_bal} = 4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad g_{2_fioriera} = 1.477 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Combinazioni di carico agenti sul balcone:

$$q_{\text{sbalzo_laterale_pt}} := (0.5\text{m}) \cdot \left[(\gamma_{G1} \cdot G_{1_bal} + \gamma_{G2} \cdot G_{2_bal}) + (\gamma_{Q1} \cdot Q_{2_bal}) \right] = 5.951 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{fio}} := (0.5\text{m}) \cdot \gamma_{G2} \cdot g_{2_fioriera} = 1.108 \cdot \text{kN}$$

3) Progetto armatura

$$M_{\text{max_sbalzo_laterale_pt}} := \frac{q_{\text{sbalzo_laterale_pt}} \cdot (l_{\text{sb}})^2}{2} + F_{\text{fio}} \cdot l_{\text{sb}} = 16.837 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{\text{s_travetto_sbalzo_laterale_calcolo}} := \frac{M_{\text{max_sbalzo_laterale_pt}}}{0.9 \cdot f_{\text{yd}} \cdot d_{\text{solaio_bal}}} = 274.766 \cdot \text{mm}^2$$

Il prolungamento del controsoffitto va ad intercettare 3 travetti ortogonali a quelli dello sbalzo; necessito di 3 barre poste nella soletta dello sbalzo.

Con 3Φ8 non supera l'armatura da calcolo, quindi armo con Φ8 e 2Φ12.

$$A_{\text{s_travetto_sbalzo_laterale_pt}} := A_{\text{s}\Phi 8} + 2 \cdot A_{\text{s}\Phi 12} = 276.46 \cdot \text{mm}^2$$

Geometricamente i 2Φ12 passano al di sopra delle pignatte del balcone, per cui non riescono ad ancorarsi in zona compressa. Come da normativa si lascia un ancoraggio di almeno 40Φ per ammettere che l'ancoraggio avvenga in zona tesa: 40*1.2cm=48cm.

Ora quindi calcolo se il solo Φ8 a 50cm dallo sbalzo sia in grado di resistere al momento agente.

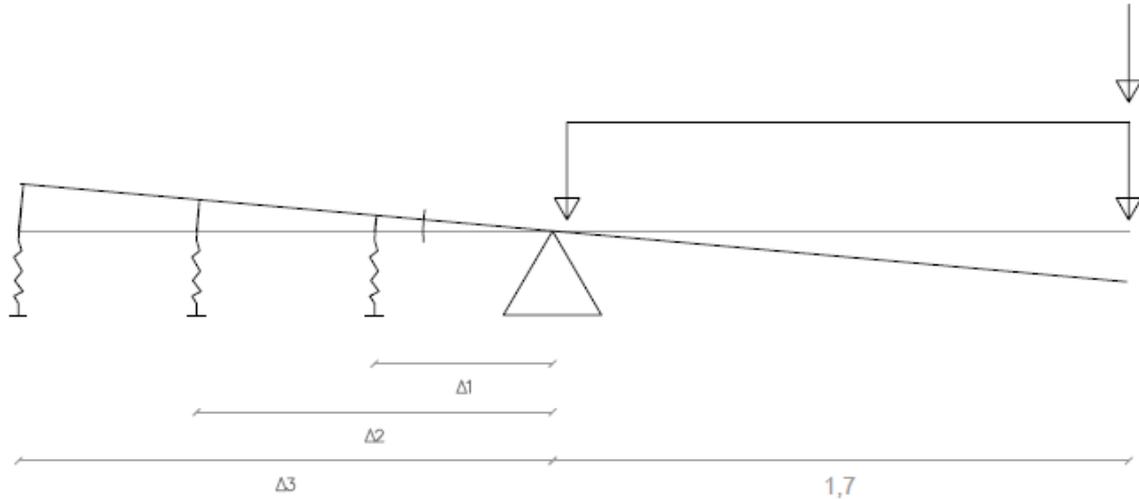
$$M_{\text{Rd_sb_50cm}} := q_{\text{sbalzo_laterale_pt}} \cdot \frac{(50\text{cm})^2}{2} + F_{\text{fio}} \cdot (50\text{cm}) = 1.298 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed_sb_}\Phi 8} := (A_{\text{s}\Phi 8}) \cdot 0.9 \cdot d_{\text{solaio_bal}} \cdot f_{\text{yd}} = 3.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ok. Il solaio ipotizzato supera le verifiche di resistenza.

PROGETTO DEL TRAVETTONE

Con un modello semplificato considero che il travettone sia rigido nel modello di trave continua su cerniera e molle. In tal modo, avendo travetti interni identici nella direzione loro ortogonale, posso considerare che il rapporto tra le reazioni offerte dalle molle sia proporzionale alle interdistanze tra le molle e la cerniera.



$$\Delta_1 := 1.2\text{m}$$

$$\Delta_2 := 1.7\text{m}$$

$$\Delta_3 := 2.2\text{m}$$

$$Y_2(Y_1) := \frac{\Delta_1}{\Delta_2} \cdot Y_1 \quad Y_3(Y_1) := \frac{\Delta_1}{\Delta_3} \cdot Y_1$$

$$M(Y_1) := Y_1 \cdot \Delta_1 + Y_2(Y_1) \cdot \Delta_2 + Y_3(Y_1) \cdot \Delta_3 - F_{\text{fio}} \cdot l_{\text{sb}} - \frac{q_{\text{sbalzo_laterale}} \cdot l_{\text{sb}}^2}{2}$$

$$Y_1 := 0\text{N}$$

Given

$$M(Y_1) = 0\text{N}$$

$$Y_1 := \text{Find}(Y_1) = 6.076 \cdot \text{kN}$$

$$Y_2(Y_1) = 3.301 \cdot \text{kN}$$

$$Y_3(Y_1) = 2.551 \cdot \text{kN}$$

$$X_{\text{trave_pt}} := (F_{\text{fio}} + q_{\text{sbalzo_laterale}} \cdot l_{\text{sb}}) + (Y_1 + Y_2(Y_1) + Y_3(Y_1)) = 24.728 \cdot \text{kN}$$

X_{trave} si riferisce a mezzo metro di travetto di sbalzo.

Nota la reazione sulla cerniera e il momento max dato dallo sbalzo, posso calcolare il momento agente sul lembo del travettone prossimo allo sbalzo.

$$m_{\text{travettone_pt}} := M_{\text{max_sbalzo_laterale_pt}} - 0.35\text{m} \cdot [X_{\text{trave_pt}} - (F_{\text{fio}} + q_{\text{sbalzo_laterale}} \cdot l_{\text{sb}})] = 13.152 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$m_{\text{travettone}}$ è il valore del momento al mezzo metro lineare, ovvero per singolo travetto.

In particolare avremo che $M_{\text{travettone}} = 2 \cdot m_{\text{travettone}} \cdot i_{\text{travettone}}$, con $i_{\text{travettone}}$ l'interasse tra un travettone e l'altro ed il 2 perchè riporto il momento al metro lineare.

Definita la base del travettone pari a 0.25m, ovvero una pignatta.

$$b_{\text{travettone_pt}} := 0.25\text{m}$$

Considerando a vantaggio il travettone a singola armatura:

$$\xi := \frac{\varepsilon_{\text{cu}}}{\varepsilon_{\text{cu}} + \varepsilon_{\text{su}}} = 0.259 \quad (\text{ipotesi di rottura bilanciata})$$

$$r_{\text{travettone_pt}} := \sqrt{\frac{1}{0.8 \cdot \xi \cdot f_{\text{cd}} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi)}} = 0.572 \cdot \text{MPa}^{-0.5}$$

$$M_{\text{travettone_pt}} := b_{\text{travettone_pt}} \cdot \frac{d_{\text{travettone_pt}}^2}{r_{\text{travettone_pt}}} = 35.694 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$i_{\text{travettone_pt}} := \left(\frac{M_{\text{travettone_pt}}}{2 \cdot m_{\text{travettone_pt}}} \right) \cdot \text{m} = 1.357 \text{ m}$$

Devo disporre un travettone ogni 1.25m, ovvero ogni 5 pignatte.

$$A_{\text{s_travettone_pt_calcolo}} := \frac{M_{\text{travettone_pt}}}{0.9 \cdot d_{\text{travettone_pt}} \cdot f_{\text{yd}}} = 469.231 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s_travettone_pt}} := 2A_{\text{s}\Phi 12} + 2A_{\text{s}\Phi 14} = 534.071 \cdot \text{mm}^2$$

Oltre all'armatura superiore di 2Φ12+2Φ14 si aggiunge fuori calcolo anche armatura inferiore di 2Φ12.

2) Verifica a taglio del travettone

$$Y_1 + Y_3(Y_1) + Y_2(Y_1) = 10.529 \cdot \text{kN}$$

$$X_{\text{trave_pt}} - (Y_1 + Y_3(Y_1) + Y_2(Y_1)) = 14.199 \cdot \text{kN}$$

L'azione di taglio massima al mezzo metro lineare è 9.851 kN. Poichè il travettone si sviluppa per 1.5m, il valore di taglio che deve sopportare è 9.851kN*3.

$$V_{\text{Ed_travettone}} := 3 \cdot [X_{\text{trave_pt}} - (Y_1 + Y_3(Y_1) + Y_2(Y_1))] = 42.597 \cdot \text{kN}$$

Considero un'armatura a taglio di Φ8/20 a 2 bracci.

$$n_{\text{b_travettone_pt}} := 2$$

$$\Phi_{\text{staffa_travettone_pt}} := 8\text{mm}$$

$$A_{\text{sw_travettone_pt}} := n_{\text{b_travettone_pt}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{\text{staffa_travettone_pt}}}{2} \right)^2 = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$

$$p_{\text{staffa_travettone_pt}} := 15\text{cm}$$

Sempre in via semplificativa pongo l'angolo del puntone compresso pari a 45°.

$$\theta_{\text{cls_travettone_pt}} := 45^\circ$$

$$V_{\text{Rcd}} := 0.9 \cdot d_{\text{travettone_pt}} \cdot b_{\text{travettone_pt}} \cdot 0.5 \cdot f_{\text{cd}} \cdot \frac{\cot(\theta_{\text{cls_travettone_pt}})}{1 + (\cot(\theta_{\text{cls_travettone_pt}}))^2} = 200.009 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rsd} := 0.9 \cdot d_{\text{travettone_pt}} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{sw_travettone_pt}}{p_{\text{staffa_travettone_pt}}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_travettone_pt}}) = 50.982 \cdot \text{kN}$$

Anche il **travetto rompitratta** può essere considerato un modo per sostenere lo sbalzo laterale. L'altezza utile del travetto rompitratta si ottiene considerando che la barra superiore passa sotto la staffa $\Phi 8$ e l'armatura $\Phi 12$ del travettone e sotto l'armatura $\Phi 12$ del solaio ortogonale allo sbalzo.

$$b_{\text{rompitratta}} := 10 \text{ cm}$$

$$\Phi_2 = 12 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{rompitratta}} := h_{\text{solaio}} - \Phi_1 - 2\Phi_2 - \frac{\Phi_2}{2} = 0.212 \text{ m}$$

$$M_{\text{rompitratta}} := b_{\text{rompitratta}} \cdot \frac{d_{\text{rompitratta}}^2}{r_{\text{travettone}}} = 13.754 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$i_{\text{rompitratta}} := \left(\frac{M_{\text{rompitratta}}}{2 \cdot m_{\text{travettone}}} \right) \cdot \text{m} = 1.283 \text{ m} \quad \text{ovvero 2 pignatte}$$

$$A_{s_rompitratta} := 2A_{s\Phi 12} = 226.195 \cdot \text{mm}^2$$

$$V_{Rd_rompitratta}(k, \rho_1, \sigma_{cp}, d, b) := \left[\frac{0.18}{\gamma_{\text{cls}}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d \cdot \frac{N^{\frac{2}{3}}}{\text{mm}^{\frac{4}{3}}}$$

1) Contributo dello sforzo normale: nullo perchè non è soggetta a compressione.

$$\sigma_{cp_rompitratta_pt} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2) Contributo del meccanismo di ingranamento:

$$k_{\text{ingr_rompitratta_pt}} := \begin{cases} 1 + \left(\frac{200 \text{ mm}}{d_{\text{rompitratta}}} \right)^{0.5} & \text{if } 1 + \left(\frac{200 \text{ mm}}{d_{\text{rompitratta}}} \right)^{0.5} < 2 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_{\text{ingr_rompitratta_pt}} = 1.971$$

3) Contributo del meccanismo spinotto nei vari tratti del travetto:

$$\rho_{\text{rompitratta_pt}} := \frac{A_{s_rompitratta}}{b_{\text{rompitratta}} \cdot d_{\text{rompitratta}}} = 0.011$$

$$V_{Rd_rompitratta_pt} := V_{Rd_rompitratta}(k_{\text{ingr_rompitratta_pt}}, \rho_{\text{rompitratta_pt}}, \sigma_{cp_rompitratta_pt}, d_{\text{rompitratta}}, b_{\text{rompitratta}})$$

Considerando che il travetto rompitratta lavorerebbe per mezzo metro lineare, questo è verificato a taglio anche senza armature trasversali.

6. DIMENSIONAMENTO TELAIO SPAZIALE

6.1 MODELLO STRUTTURALE SPAZIALE

La modellazione della struttura è stata condotta mediante l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

La struttura è stata scomposta in due parti:

1. la sovrastruttura in elevazione è stata modellata con base fissa, imponendo dei vincoli di incastro alla base dei pilastri;
2. solo successivamente è stata modellata la fondazione a travi rovesce al di sotto della sovrastruttura.

1. MODELLO SOVRASTRUTTURA A BASE FISSA

La struttura è schematizzata con elementi monodimensionali (travi e pilastri) disposti a formare un telaio spaziale.

Le travi, ordite nelle due direzioni principali, sono connesse da solai che fungono da diaframmi orizzontali; gli elementi diaframma sono considerati infinitamente rigidi nel proprio piano (ipotesi ammessa dalla NTC'08 se si garantisce l'uso di solette alte almeno 4cm) e quindi si considerano solo 3 gdl per ogni piano.

Il diaframma infinitamente rigido della copertura inclinata è stato modellato tramite uno schema di bielle di dimensioni elevate (80x80) che controventano i campi del piano inclinato con peso nullo.

La scala è stata modellata come una soletta rampante al fine di non alterare le rigidità considerate in fase di predimensionamento.

Nel modello, inoltre, le travi di contrappeso per i balconi d'angolo sono stati trascurati.

2. MODELLO INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE

Il modello di terreno per calcolare le sollecitazioni negli elementi di fondazione è il modello di suolo alla Winkler.

Il terreno di fondazione viene schematizzato come un letto di molle di rigidità k (noto anche come k di Winkler), indipendenti fra loro; di conseguenza l'abbassamento di una molla non comporta l'abbassamento anche della molla adiacente.

CENTRO DI MASSA

Per il calcolo del centro di massa: l'orizzontamento è rettangolare e il suo CM coincide con il baricentro geometrico; l'eventuale spostamento del CM dovuto al contributo dei pilastri e delle travi è proporzionale alla massa di questi elementi.

Lo spostamento massimo del CM è condizione peggiore perché genera maggiore torsione sui pilastri.

Prendo a riferimento la condizione peggiore, ovvero il piano terra, e per la somiglianza tra i vari piani lo considero rappresentativo per ogni livello.

Secondo tale considerazione prendo in considerazione solo il carico proprio degli elementi, trascurando il variabile sull'impalcato.

Tutti i centri di massa del piano sono posizionati alla quota degli impalcati.

Per la simmetria delle masse sul lato lungo, la distanza del centro di massa dal lato corto è definita come metà lato lungo, ovvero $X_{cm} = 11,95m$.

$$X_{cm} := 11.95m$$



$$Y_{cm} = 7.44m$$

Il centro di massa del modello è preso nel punto (11.95;7,45) rispetto all'origine degli assi.

6.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Tramite i coefficienti il metodo semi-probabilistico prende in considerazione la probabilità che le massime sollecitazioni si verifichino contemporaneamente.

I coefficienti di calcolo per le azioni, variano a seconda dello stato limite considerato.

Definiti:

- G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- E_i azione sismica nella direzione i che varia tra $(x,-x,y,-y)$;
- Q_k valore caratteristico di un'azione variabile (Q_{k1} è l'azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3} sono le azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante);

Nel presente progetto si è considerato il solo stato limite ultimo e quello per sisma

Stato limite ultimo

Per la situazione *permanente* e *transitoria* l'azione sollecitante di calcolo S_d va calcolata secondo la seguente formulazione:

$$Y_{G1}G_1 + Y_{G2}G_2 + Y_{Q1}Q_{k1} + \Psi_0 Y_{Q2}Q_{k2} + \Psi_0 Y_{Q3}Q_{k3} + \dots$$

Le azioni variabili considerate per lo SLU sono 11: $Q_{\text{affollamento}}, Q_{\text{neve}}, Q_{\text{manutenzione}}$ e per entrambe le direzioni (x,y) 4 casi di Q_{vento} .

Per lo stato limite ultimo sono state considerate 32 combinazioni di carico, organizzate in modo da considerare ogni azione variabile come predominante.

I coefficienti parziali sulle azioni sono stati presi dalla NTC'08 come dettati dalla TAB.2.6.1 per il caso STR (stati limiti ultimi strutturali) e i coefficienti di combinazione per le azioni variabili secondarie dalla TAB.2.5.1.

Stato limite per sisma

In aree sismiche è necessario considerare l'effetto della propagazione del sisma in direzione x e y con verso positivo e negativo.

L'azione sismica è schematizzabile come una forza applicabile al centro di massa della struttura; la difficoltà nel valutare l'effettiva posizione dei centri di massa (soprattutto in virtù della presenza e disposizione dei carichi variabili) richiede l'introduzione di un'eccentricità accidentale per i centri di massa calcolati ai vari piani della struttura.

Inoltre la norma richiede l'uso congiunto di una azione sismica prevalente in una direzione combinata con 0.3 volte la azione sismica nell'altra direzione.

L'azione sollecitante di calcolo S_d si va calcolata secondo la seguente formulazione:

$$E_i + 0.3E_j + G_1 + G_2 + \Psi_2 Q_{k1} + \Psi_2 Q_{k2} + \Psi_2 Q_{k3} + \dots$$

L'azione sismica è calcolata tenendo conto delle masse gravitazionali associate alla combinazione:

$$G_1 + G_2 + \Psi_2 Q_{k1} + \Psi_2 Q_{k2} + \Psi_2 Q_{k3} + \dots$$

Per quanto detto, le combinazioni sismiche da considerare sono 32.

6.3 ANALISI DEI CARICHI

6.3.1 CARICO DA VENTO

La pressione del vento (i.e. la media su 10' di un evento critico con ritorno 50anni a 10m di altezza su un suolo di cat II) è data dall'espressione 3.3.2 delle NTC'08

$$p_{\text{vento}}(q_b, c_e, z, c_p, c_d) := q_b \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$$

1. Ricerca di picco equivalente q_b :

L'edificio sorge in zona 3 e da fig.3.3.1 delle NTC'08 la zona 3 è caratterizzata dai seguenti parametri:

$$v_{b0} := 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

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

$$k_a := 0.02s^{-1}$$

L'altezza del terreno rispetto al livello mare del luogo in cui sorge l'edificio (a_s):

$$a_s := 300\text{m}$$

Velocità di base (v_b) calcolata a quota 10m su un terreno con classe di esposizione II e un tempo di ritorno di 50 anni:

$$v_b := \begin{cases} v_{b0} & \text{if } a_s \leq a_0 \\ v_{b0} + k_a \cdot (a_s - a_0) & \text{if } a_0 < a_s \leq 1500\text{m} \end{cases}$$

$$v_b = 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Il carico distribuito (q_b) ottenuto come azione statica equivalente all'azione dinamica del vento per l'edificio di riferimento/fittizio assunto:

$$\rho_{\text{aria}} := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho_{\text{aria}} \cdot v_b^2 = 0.456 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2. Coefficiente di esposizione $c_e(z)$:

Assumo la classe di rugosità B e la distanza dal mare di 20km.

Con riferimento alla tabella 3.3.III per la zona di vento 3, posso definire che la categoria di esposizione del sito è la III e i parametri: k_r (fattore terreno); z_0 (lunghezza di rugosità); z_{min} (altezza minima).

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

ZONE 1,2,3,4,5					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	II	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5					
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1					

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

$$k_r := 0.2 \quad z_0 := 0.1m \quad z_{min} := 5m$$

Per il **coefficiente topografico (c_t)** devo tenere conto che l'edificio è su una collina (alta $H_{collina}=300m$ e con declivio lungo $D_{collina}=300m$) ed è posto ad una distanza dall'estremo della collina di $x=200m$:

Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina			Costruzioni ubicate sul livello superiore			Costruzioni ubicate su di un pendio				
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$			$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$			$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$				
Coefficiente β			Coefficiente γ							
per:	$\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$			
β	$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$			

$x := 200m$ distanza edificio-estremo della collina

$z_{colmo_edificio} := 30m$ $H_{collina} := 300m$ $D_{collina} := 300m$

$$\beta_{\text{vento}} := \begin{cases} 0.5 & \text{if } \frac{z_{\text{colmo_edificio}}}{H_{\text{collina}}} \leq 0.75 \\ 0.8 - 0.4 \cdot \frac{z_{\text{colmo_edificio}}}{H_{\text{collina}}} & \text{if } 0.75 < \frac{z_{\text{colmo_edificio}}}{H_{\text{collina}}} \leq 2 \\ 0 & \text{if } \frac{z_{\text{colmo_edificio}}}{H_{\text{collina}}} > 2 \end{cases}$$

$$\gamma_{\text{vento}} := \begin{cases} 0 & \text{if } \frac{z_{\text{colmo_edificio}}}{H_{\text{collina}}} \leq 0.75 \\ 5 \cdot \left(\frac{H_{\text{collina}}}{D_{\text{collina}}} - 0.1 \right) & \text{if } 0.1 < \frac{H_{\text{collina}}}{D_{\text{collina}}} \leq 0.3 \\ 1 & \text{if } \frac{H_{\text{collina}}}{D_{\text{collina}}} > 0.3 \end{cases}$$

$$\beta_{\text{vento}} = 0.5$$

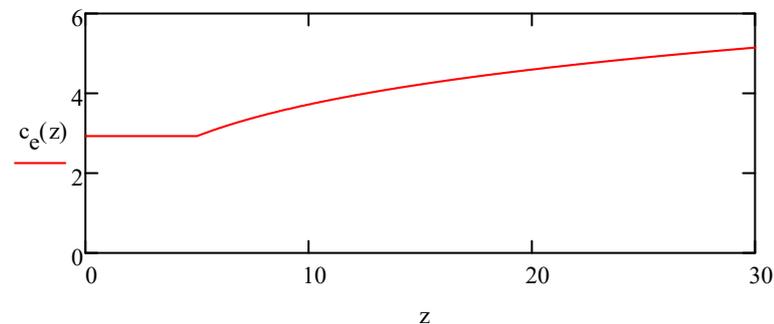
$$\gamma_{\text{vento}} = 1$$

$$c_t := \begin{cases} \left[1 + \beta_{\text{vento}} \cdot \gamma_{\text{vento}} \cdot \left(1 - 0.1 \frac{x}{H_{\text{collina}}} \right) \right] & \text{if } \beta_{\text{vento}} \cdot \gamma_{\text{vento}} \cdot \left(1 - 0.1 \frac{x}{H_{\text{collina}}} \right) > 0 \\ 1 & \text{if } \beta_{\text{vento}} \cdot \gamma_{\text{vento}} \cdot \left(1 - 0.1 \frac{x}{H_{\text{collina}}} \right) \leq 0 \end{cases}$$

$$c_t = 1.467$$

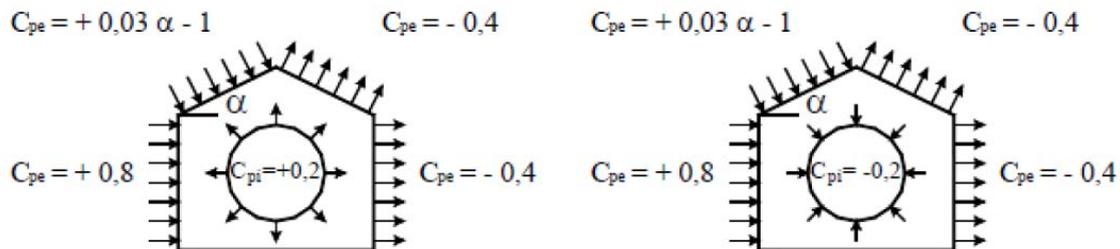
Coefficiente di esposizione:

$$c_e(z) := \begin{cases} \left[k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right) \right] & \text{if } z \geq z_{\text{min}} \\ c_e(z_{\text{min}}) & \text{if } z < z_{\text{min}} \end{cases}$$



3. Coefficiente di forma (c_p):

COSTRUZIONI NON STAGNE (Aventi una parete con aperture di sup. $< 1/3$ del totale)



Nella immagine il segno meno indica che la pressione è uscente, quindi non si deve invertire la direzione della pressione tranne per la copertura sopravvento nel caso in cui $\alpha < 34^\circ$.

Per le pareti verticali

$$c_{pe_pareti_sopravento} := 0.8$$

$$c_{pe_pareti_sottovento} := -0.4$$

Per la copertura

$\alpha := 21$ inclinazione rispetto l'orizzontale della falda del tetto

$$c_{pe_cop_sopravento} := 0.03\alpha - 1 = -0.37$$

$$c_{pe_cop_sottovento} := -0.4$$

Pressione interna per costruzione non stagna:

$$c_{pi} := 0.2$$

4. Coefficiente dinamico che tiene conto che l'azione dinamica è meno intensa di una azione di piccolo statica; si assume cautelativamente:

$$c_d := 1$$

ANALISI DELLE COMBINAZIONI DI CARICO DAVENTO

COMBINAZIONE 1

PARETE SOPRAVENTO:

$$P_{\text{comb1_sopravento_01}} := q_b \cdot c_e(z_{\text{min}}) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sopravento_12}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sopravento_23}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sopravento_34}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sopravento_45}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sopravento_56}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sopravento_67}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

COPERTURA SOPRAVENTO:

$$P_{\text{comb1_sopravento_78}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 + H_8) \cdot (c_{\text{pe_cop_sopravento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$\begin{pmatrix} P_{\text{comb1_sopravento_01}} \\ P_{\text{comb1_sopravento_12}} \\ P_{\text{comb1_sopravento_23}} \\ P_{\text{comb1_sopravento_34}} \\ P_{\text{comb1_sopravento_45}} \\ P_{\text{comb1_sopravento_56}} \\ P_{\text{comb1_sopravento_67}} \\ P_{\text{comb1_sopravento_78}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.799 \\ 0.927 \\ 1.041 \\ 1.129 \\ 1.201 \\ 1.262 \\ 1.316 \\ -1.293 \end{pmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

PARETE SOTTOVENTO:

$$P_{\text{comb1_sottovento_01}} := q_b \cdot c_e(z_{\text{min}}) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sottovento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sottovento_12}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sottovento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sottovento_23}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sottovento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sottovento_34}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sottovento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sottovento_45}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sottovento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sottovento_56}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sottovento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb1_sottovento_67}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sottovento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

COPERTURA SOTTOVENTO:

$$P_{\text{comb1_sottovento_78}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 + H_8) \cdot (c_{\text{pe_cop_sottovento}} - c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$\begin{pmatrix} P_{\text{comb1_sottovento_01}} \\ P_{\text{comb1_sottovento_12}} \\ P_{\text{comb1_sottovento_23}} \\ P_{\text{comb1_sottovento_34}} \\ P_{\text{comb1_sottovento_45}} \\ P_{\text{comb1_sottovento_56}} \\ P_{\text{comb1_sottovento_67}} \\ P_{\text{comb1_sottovento_78}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -0.799 \\ -0.927 \\ -1.041 \\ -1.129 \\ -1.201 \\ -1.262 \\ -1.316 \\ -1.362 \end{pmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

COMBINAZIONE 2

PARETE SOPRAVENTO:

$$P_{\text{comb2_sopravento_01}} := q_b \cdot c_e(z_{\text{min}}) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb2_sopravento_12}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb2_sopravento_23}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb2_sopravento_34}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb2_sopravento_45}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb2_sopravento_56}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb2_sopravento_67}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sopravento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

COPERTURA SOPRAVENTO:

$$P_{\text{comb2_sopravento_78}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 + H_8) \cdot (c_{\text{pe_cop_sopravento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$\begin{pmatrix} P_{\text{comb2_sopravento_01}} \\ P_{\text{comb2_sopravento_12}} \\ P_{\text{comb2_sopravento_23}} \\ P_{\text{comb2_sopravento_34}} \\ P_{\text{comb2_sopravento_45}} \\ P_{\text{comb2_sopravento_56}} \\ P_{\text{comb2_sopravento_67}} \\ P_{\text{comb2_sopravento_78}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.332 \\ 1.546 \\ 1.736 \\ 1.882 \\ 2.002 \\ 2.104 \\ 2.193 \\ -0.386 \end{pmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

PARETE SOTTOVENTO:

$$P_{\text{comb2_sottovento_01}} := q_b \cdot c_e(z_{\text{min}}) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sottovento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb2_sottovento_12}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sottovento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb2_sottovento_23}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sottovento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb2_sottovento_34}} := q_b \cdot c_e(H_1 + H_2 + H_3 + H_4) \cdot (c_{\text{pe_pareti_sottovento}} + c_{\text{pi}}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb2_sottovento_45}} := q_b \cdot c_e (H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5) \cdot (c_{pe_pareti_sottovento} + c_{pi}) \cdot c_d$$

$$P_{\text{comb2_sottovento_56}} := q_b \cdot c_e (H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6) \cdot (c_{pe_pareti_sottovento} + c_{pi}) \cdot c_d$$

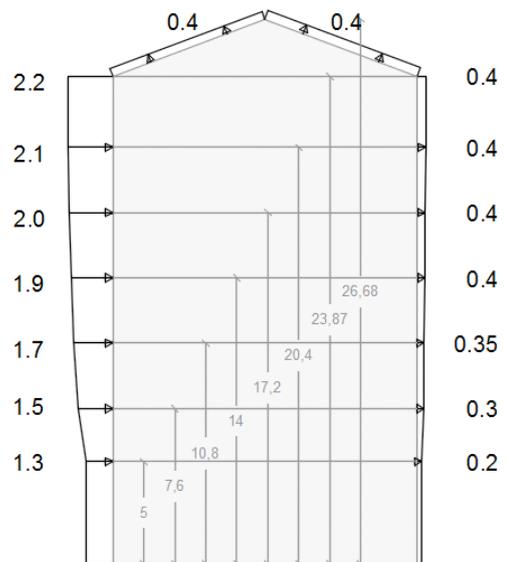
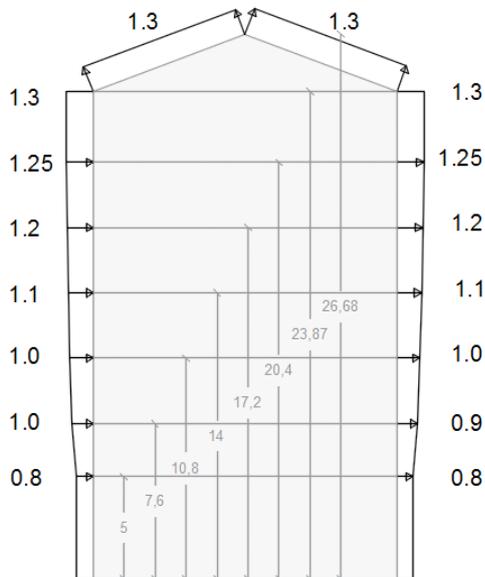
$$P_{\text{comb2_sottovento_67}} := q_b \cdot c_e (H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7) \cdot (c_{pe_pareti_sottovento} + c_{pi}) \cdot c_d$$

COPERTURA SOTTOVENTO:

$$P_{\text{comb2_sottovento_78}} := q_b \cdot c_e (H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 + H_8) \cdot (c_{pe_cop_sottovento} + c_{pi}) \cdot c_d$$

$$\begin{pmatrix} P_{\text{comb2_sottovento_01}} \\ P_{\text{comb2_sottovento_12}} \\ P_{\text{comb2_sottovento_23}} \\ P_{\text{comb2_sottovento_34}} \\ P_{\text{comb2_sottovento_45}} \\ P_{\text{comb2_sottovento_56}} \\ P_{\text{comb2_sottovento_67}} \\ P_{\text{comb2_sottovento_78}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -0.266 \\ -0.309 \\ -0.347 \\ -0.376 \\ -0.4 \\ -0.421 \\ -0.439 \\ -0.454 \end{pmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

LE AZIONI DEL VENTO SONO ESPRESSE IN kN/m²



6.3.2 AZIONE SISMICA CON ANALISI STATICA LINEARE

Il moto può decomporre in 3 componenti traslazionali indipendenti.

L'entità delle sollecitazioni generate sulla struttura dall'evento sismico critico dipendono dal sito di edificazione, dalla morfologia del territorio, dalla distanza dall'epicentro, dalla tipologia di struttura utilizzata e dalla sua geometria.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima che ci si attende;
- F_0 è il massimo fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_c^* è il periodo del tratto a velocità costante nello spettro di accelerazione orizzontale;

L'accelerazione del suolo è riferita alla crosta terrestre (roccia di fondazione per il terreno su cui costruisco l'edificio); perciò nel trasferimento dell'accelerazione alla struttura devo considerare la presenza dello strato intermedio di terreno: dipendenza dell'accelerazione dell'edificio dalle condizioni geologiche del territorio.

Il terremoto è un fenomeno dinamico che genera accelerazioni orizzontali e verticali sulla struttura e sulle masse presenti su di essa.

L'analisi statica lineare, qualora adottabile, permette di trasformare le azioni dinamiche in forze statiche equivalenti.

Il telaio tridimensionale si costituisce di solai infinitamente rigidi che rappresentano la quasi totalità della massa accelerata durante l'evento sismico; si assume, quindi, che le azioni sismiche agenti sul telaio sono concentrate nel baricentro di ogni solaio.

COSTRUZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO:

Ammettendo che la struttura non risponde all'evento sismico critico considerato mantenendosi in campo elastico, lo spettro di risposta elastico verrà ridotto di un coefficiente q che tiene conto della capacità della struttura di dissipare energia per mezzo di plasticizzazioni degli elementi strutturali.

VITA NOMINALE DELL'EDIFICIO

Dal par. 2.4.1 la vita nominale dell'edificio (minimo numero di anni per cui l'edificio, purchè soggetto a manutenzione ordinaria, deve poter essere usato) per opere ordinarie è V_N pari o superiore a 50 anni.

$$V_N := 50$$

CLASSE D'USO DELL'EDIFICIO

E' funzione delle conseguenze di un interruzione dell'operatività o del collasso della struttura in relazione all'affollamento umano. Secondo la descrizione del par. 2.4.2, l'edificio ricade nella classe d'uso II.

Dalla Tab. 2.4.II :

$$C_U := 1$$

PERIODO DI RIFERIMENTO di un evento sismico:

$$V_R := V_N \cdot C_U = 50$$

PROBABILITA' DI SUPERAMENTO E TEMPO DI RITORNO

La normativa suddivide le azioni sismiche di progetto in funzione delle prestazioni richieste dalla struttura soggetta a un sisma, attraverso diversi stati limite come:

a) STATI LIMITE DI ESERCIZIO

- Stato limite di operatività (SLO);
- Stato limite di danno (SLD);

b) STATI LIMITE ULTIMI

- Stato limite di salvaguardia delle vite (SLV);
- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC).

Per ogni stato limite viene definita la probabilità di superamento P_{VR} con cui si può definire il tempo di ritorno dell'azione sismica. Questo approccio è di tipo prestazionale, ovvero si deciderà di quali prestazioni necessita la struttura per ottenere uno specifico comportamento.

Il P_{VR} per ogni stato è definito in NTC'08 (tab. 3.2.I):

SLO	81%
SLD	63%
SLV	10%
SLC	5%

Dal par. 7.1, in mancanza di indicazioni sulle prestazioni dell'edificio sotto effetto di azioni sismiche, se la verifica al solo SLV (stato limite di salvaguardia della vita come definita in par. 3.2.1) è soddisfatta allora si considera rispettata anche la verifica a stato limite ultimo di collasso (SLC).

$$P_{VR} := 10\%$$

Nella par. C.3.2.1 della Circolare esplicativa NTC 2008 n° 617 del 02/02/2009 è riportata la formula per passare dal P_{VR} al periodo di ritorno (T_R) dell'evento sismico pari o superiore a quello di progetto.

$$T_R := - \left(\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \right) = 474.561$$

Per l'analisi sismica sono necessari i valori di (a_g, F_0, T_{c0}) funzione del luogo e del tempo di ritorno stimato.

Acquisisco dal programma del C.S.LL.PP. i valori di (a_g, F_0, T_{c0}) per il tempo di ritorno $T_R = 475$ anni per il comune di Offida in provincia di Ascoli Piceno.

a_g è l'accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni e nelle tabelle è espressa in g/10 come scritto nell'allegato B.

$$a_g := 1.76 \cdot \left(\frac{g}{10} \right) = 1.726 \frac{m}{s^2} \quad (\text{massima accelerazione orizzontale})$$

$$F_0 := 2.431 \quad (\text{fattore di massima amplificazione spettrale almeno pari a 2.2})$$

$$T_{c0} := 0.343s \quad (\text{valore del periodo a cui inizia il tratto costante della funzione velocità})$$

La terna fa riferimento ad un terreno in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (ovvero la categoria A della tab. 3.2.II e T1 dalla tab.3.2.VI).

Essa varia in funzione del tempo di ritorno T_R considerato per l'evento sismico critico.

A caratterizzare l'azione sismica interviene anche la specificità del luogo in cui sorge l'edificio; per costruire lo spettro di risposta elastico del sito si devono, quindi, definire le categorie di suolo e le condizioni topografiche.

Da analisi in sito si possono misurare la velocità di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità, la resistenza a penetrazione dinamica (per terreni a grana grossa) e la resistenza del terreno in condizioni non drenate (per terreni a grana fina).

A partire dai risultati delle prove, mediante formule riportate nel par. 3.2.2 si ottengono indicazioni per classificare il terreno in una categoria.

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

In assenza di prove faccio riferimento a descrizioni di Offida riportate in internet:

È un borgo del subappennino marchigiano, il cui territorio è posto interamente tra le valli del fiume Tesino (a nord) e del fiume Tronto (a sud). Il centro abitato deve la sua pianta irregolare allo sperone roccioso sul quale sorge, ritagliato dai due rami sorgentizi del torrente Lama, affluente di sinistra del Tronto. (fonte Wikipedia).

Ammettiamo che:

- la categoria del sottosuolo sia classificabile come B in tab. 3.2.II : rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa.
- le condizioni topografiche siano classificabili entro la categoria T4 della tab. 3.2.IV e che il terreno sia sulla cresta del rilievo.

Coeff. di amplificazione stratigrafica da tab. 3.2.V per cat. B:

$$S_s := 1.4 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1.229$$

Coeff. di amplificazione stratigrafica da tab. 3.2.V per cat. B:

$$C_c := 1.1 \cdot \left(\frac{T_{c0}}{1s} \right)^{-0.20} = 1.362$$

Coeff. di amplificazione topografica da tab. 3.2.VI per cat. T4:

$$S_t := 1.4$$

$$S_s := S_s \cdot S_t = 1.72$$

Punti significativi nel dominio dello spettro di risposta elastico $S_e(T)$:

$$T_c := C_c \cdot T_{c0} = 0.467 \text{ s} \quad (\text{valore del periodo a cui inizia il tratto costante della funzione velocità sul sito di costruzione})$$

$$T_b := \frac{T_c}{3} = 0.156 \text{ s} \quad (\text{valore del periodo a cui inizia il tratto costante della funzione accelerazione sul sito di costruzione})$$

$$T_d := \left(\frac{4 \cdot a_g}{g} + 1.6 \right) \cdot s = 2.304 \text{ s} \quad (\text{valore del periodo a cui inizia il tratto costante della funzione spostamento sul sito di costruzione})$$

$$\xi := 5 \quad (\text{coeff. di smorzamento viscoso espresso in \%, è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione})$$

$$\eta := \left(\frac{10}{5 + \xi} \right)^{0.5} = 1 \quad (\text{coeff. che altera lo spettro elastico per coeff. di smorzamento viscosi convenzionali \xi diversi da 5\%})$$

Nella analisi lineare statica (par. 7.3.3.2), per costruzioni civili con $H_{TOT} < 40\text{m}$ e con la massa distribuita approssimativamente in modo uniforme lungo l'altezza, il primo periodo di vibrazione della struttura può essere calcolato in modo semplificato senza ricorrere alla analisi modale:

$$C_1 := 0.075 \quad (\text{per strutture a telaio in cls armato. Per altre strutture vedi par. 7.3.3.2})$$

$$H_{tot} := 27.5\text{m}$$

$$T_1 := \left[C_1 \cdot \left(\frac{H_{tot}}{1\text{m}} \right)^{\frac{3}{4}} \right] \cdot 1\text{s} = 0.901 \text{ s} \quad (\text{primo periodo di vibrazione assunto come principale})$$

$$T_{max1} := 2.5 \cdot T_c = 1.168 \text{ s}$$

$$T_{max2} := T_d = 2.304 \text{ s}$$

Condizione necessaria per l'uso dell'analisi statica (forze statiche equivalenti alle forze di inerzia sismica) è che T_1 sia inferiore a $2.5 \cdot T_c$ e T_d . La condizione è verificata.

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Si analizzeranno solo le componenti orizzontali dell'evento sismico, mentre verrà trascurata la componente verticale; in 7.2.1 definisce obbligatoria la considerazione della componente verticale solo per strutture con particolari condizioni in cui l'edificio in esame non ricade.

$$S_e(t) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{t}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{t}{T_b} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq t < T_b \\ (a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0) & \text{if } T_b \leq t < T_c \\ \left[a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{t} \right) \right] & \text{if } T_c \leq t < T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_d}{t^2} \right) \right] & \text{if } t \geq T_d \end{cases}$$

SPETTRO DI PROGETTO PER GLI SLU

Nel caso di progetto o verifica rispetto ad uno "stato limite ultimo" causato da azione sismica (come anche specificato nel par. 3.2.3.5) si deve tenere conto della capacità dissipativa della struttura, che è funzione della tipologia dell'edificio.

Si assume che la struttura colpita da sisma di progetto non rimanga in campo elastico e che attraverso il danneggiamento (comportamento "plastico") dissipi parte dell'energia sismica.

In un progetto o verifica ad uno stato limite ultimo, lo spettro di risposta elastico in accelerazione viene, quindi, ridotto attraverso un fattore di struttura q (par. 7.3.1) che dipende dalla tipologia dell'edificio.

Nell'analisi lineare (i.e. con legami costitutivi dei materiali elastici lineari) il fattore di struttura è definito come $q_{SLU} = q_0 \cdot K_R$.

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalla regolarità dell'edificio.

q_0 è il massimo valore del fattore di struttura ed è indicato in tab. 7.4.1 e dipende dal rapporto α_u/α_1 e dalla classe di duttilità della struttura.

Nel par. 7.4.3.2 sono definiti i valori del rapporto $R = \alpha_u/\alpha_1$ utilizzabili solo se la costruzione è regolare in pianta. Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Le caratteristiche di una costruzione regolare sono definite nel par. 7.2.2.

Assumo che la classe di duttilità della struttura è CD B (classe di duttilità bassa), che (come specificato nel par. 7.2.1) si realizza definendo una gerarchia delle resistenze in cui le parti non dissipative abbiano una sovrarresistenza rispetto le zone dissipative (che devono diventare cerniere plastiche) ottenuta amplificando la resistenza nominale delle zone dissipative di un fattore $\gamma_{Rd} = 1,1$.

$$\overset{www}{R} := 1.3 \quad (R = \alpha_u/\alpha_1 \text{ per una struttura regolare a telaio con più piani e più campate.})$$

$$q_0 := 3 \cdot R = 3.9 \quad (\text{per una struttura a telaio con più piani e più campate e con classe di duttilità B})$$

$$K_R := 1 \quad (\text{fattore per strutture regolari in altezza, par.7.3.1})$$

$$q := q_0 \cdot K_R = 3.9 \quad (\text{fattore di struttura})$$

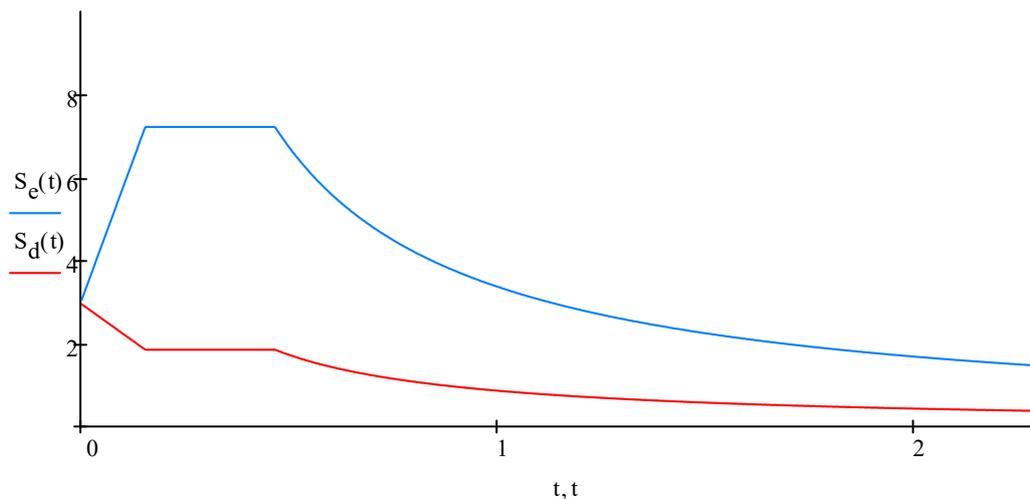
SPETTRI DI RISPOSTA PER STRUTTURE A TELAIO NEL SITO DI PROGETTO:

In 3.2.3.5 è definito come ottenere gli spettri di progetto per componenti orizzontali e verticali.

La semplificazione apportata dal fattore di struttura q per considerare la classe di duttilità dell'edificio richiede un comportamento deformabile dell'edificio.

Se il corpo ha un periodo $T=0s$ significa che esso è rigido e, quindi, lo spettro di progetto non potrà fruire dello sconto del fattore di struttura q ; definisco lo spettro di progetto in questo modo:

$$S_d(t) := \begin{cases} \left(a_g \cdot S \right) \cdot \left(1 + \frac{F_0 - q}{q \cdot T_b} \cdot t \right) & \text{if } 0 \leq t < T_b \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \right) & \text{if } T_b \leq t < T_c \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{t} \right) \right] & \text{if } T_c \leq t < T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_d}{t^2} \right) \right] & \text{if } t \geq T_d \end{cases}$$



Si assume in ogni caso $S_d(t)$ pari o superiore di $0.2 \cdot a_g$: $0.2 \cdot a_g = 0.345 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

$$S_e(T_1) = 3.746 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_d(T_1) = 0.96 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

FORZA PESO DEGLI ELEMENTI ACCELERATI

Gli oggetti che si considerano accelerati sono sia il peso proprio della struttura sia i sovrappesi agenti sulla struttura secondo la combinazione sismica.

COPERTURA:

$$A_{\text{cop_piana}} := \left[(l_{\text{sb_cop}} + l_{\text{AB}} + l_{\text{BC}}) \cdot 2 + l_{\text{CD}} \right] \cdot \left(l_{12} + \frac{l_{23}}{2} + l_{\text{sb_cop}} \right) \cdot 2 = 549.02 \text{ m}^2$$

$$\varphi_{\text{cop}} := 21^\circ$$

$$A_{\text{cop_inclinata}} := \frac{A_{\text{cop_piana}}}{\cos(\varphi_{\text{cop}})} = 588.08 \text{ m}^2$$

$$\psi_{21_neve} := 0.0 \quad \text{vedi tabella coefficienti di combinazione 2.5.I}$$

$$W_{\text{cop}} := (G_1 + G_{2_cop} + \psi_{21_neve} \cdot Q_{\text{neve}}) \cdot A_{\text{cop_inclinata}} = 3.04 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

INTERPIANO TIPO:

1) Interno:

$$A_{\text{int_tipo}} := (l_{AB} + l_{BC} + l_{CD} + l_{DE} + l_{EF}) \cdot (l_{12} + l_{23} + l_{34}) = 351.33 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{int_tipo}} := [(l_{AB} + l_{BC} + l_{CD} + l_{DE} + l_{EF}) + (l_{12} + l_{23} + l_{34})] \cdot 2 = 77.2 \text{ m}$$

$$\psi_{21_int} := 0.3$$

$$W_{\text{int_tipo}} := (G_1 + G_{2_int} + \psi_{21_int} \cdot Q_{2_int}) \cdot A_{\text{int_tipo}} + g_{\text{tamponature}} \cdot P_{\text{int_tipo}} = 3.473 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{\text{bal_tipo}} := 2 \cdot \left[\left(l_{\text{sb_bal}} + \frac{l_{AB}}{2} \right) \cdot \left(l_{\text{sb_bal}} + \frac{l_{12}}{2} \right) - \left(\frac{l_{AB}}{2} \cdot \frac{l_{12}}{2} \right) \right] + l_{\text{sb_bal}} \cdot (l_{\text{bal_2}}) = 36.04 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{bal_tipo}} := 2 \cdot [2 \cdot (l_{\text{bal_1}} + l_{\text{sb_bal}})] + (l_{\text{sb_bal}} \cdot 2 + l_{\text{bal_2}}) = 34.2 \text{ m}$$

$$\psi_{21_bal} := 0.3$$

$$W_{\text{bal_tipo}} := (G_1 + G_{2_bal} + \psi_{21_bal} \cdot Q_{2_bal}) \cdot A_{\text{bal_tipo}} + g_{2_fioriera} \cdot P_{\text{bal_tipo}} = 279.007 \cdot \text{kN}$$

$$W_{\text{interpiano_tipo}} := W_{\text{int_tipo}} + W_{\text{bal_tipo}} = 3.752 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

INTERPIANO PIANO TERRAE PIANO PRIMO:

1) Interno:

$$A_{\text{int}} := (l_{AB} + l_{BC} + l_{CD} + l_{DE} + l_{EF}) \cdot (l_{12} + l_{23} + l_{34}) = 351.33 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{int}} := [(l_{AB} + l_{BC} + l_{CD} + l_{DE} + l_{EF}) + (l_{12} + l_{23} + l_{34})] \cdot 2 = 77.2 \text{ m}$$

$$W_{\text{int}} := (G_1 + G_{2_int} + \psi_{21_int} \cdot Q_{2_int}) \cdot A_{\text{int}} + g_{\text{tamponature}} \cdot P_{\text{int}} = 3.473 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{\text{bal}} := [(l_{\text{sb}} + l_{AB} + l_{BC}) \cdot 2 + l_{CD}] \cdot (l_{12} + l_{23} + l_{34} + l_{\text{sb}} \cdot 2) - A_{\text{int}} = 189.2 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{bal}} := 2 \cdot [(l_{\text{sb}} + l_{AB} + l_{BC} + l_{CD} + l_{DE} + l_{EF} + l_{\text{sb}}) + (l_{\text{sb}} + l_{12} + l_{23} + l_{34} + l_{\text{sb}})] = 94.8 \text{ m}$$

$$W_{\text{bal}} := (G_1 + G_{2_bal} + \psi_{21_bal} \cdot Q_{2_bal}) \cdot A_{\text{bal}} + g_{2_fioriera} \cdot P_{\text{bal}} = 1.34 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$W_{\text{interpiano_I}} := W_{\text{int}} + W_{\text{bal}} = 4.812 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Forza peso totale del telaio:

$$W_{\text{TOT}} := W_{\text{cop}} + 6 \cdot W_{\text{interpiano_tipo}} + W_{\text{interpiano_I}} = 3.036 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

VALORE DELLA FORZA SISMICA STATICA APPLICATA AI VARI ORIZZONTAMENTI

Con le indicazioni fornite nella formula 7.3.6, definisco la forza statica orizzontale dovuta a sisma agente sulla massa i -esima della struttura.

Poichè il telaio ha più di tre orizzontamenti e $T_1 < 2T_c$, per la definizione in 7.3.3.2:

$$\lambda := 0.85$$

Forza statica orizzontale sismica totale agente sul singolo telaio:

$$F_h := \frac{S_d(T_1) \cdot W_{TOT} \cdot \lambda}{g} = 2.527 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Le altezze degli orizzontamenti rispetto al piano di fondazione sono:

$$z_1 := H_0 + H_1 = 6.2 \text{ m}$$

$$z_2 := H_0 + H_1 + H_2 = 9.4 \text{ m}$$

$$z_3 := H_0 + H_1 + H_2 + H_3 = 12.6 \text{ m}$$

$$z_4 := H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + H_4 = 15.8 \text{ m}$$

$$z_5 := H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 = 19 \text{ m}$$

$$z_6 := H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 = 22.2 \text{ m}$$

$$z_7 := H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 = 25.4 \text{ m}$$

$$z_8 := H_0 + H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6 + H_7 + H_8 = 28.5 \text{ m}$$

$$\Sigma zW := z_1 \cdot W_{\text{interpiano}_I} + (z_2 + z_3 + z_4 + z_5 + z_6 + z_7) \cdot W_{\text{interpiano_tipo}} + z_8 \cdot W_{\text{cop}}$$

$$\Sigma zW = 5.082 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Forze statiche orizzontali sismiche agenti sugli orizzontamenti:

$$F_1 := F_h \cdot \frac{z_1 \cdot W_{\text{interpiano}_I}}{\Sigma zW} = 148.397 \cdot \text{kN}$$

$$F_5 := F_h \cdot \frac{z_5 \cdot W_{\text{interpiano_tipo}}}{\Sigma zW} = 354.541 \cdot \text{kN}$$

$$F_2 := F_h \cdot \frac{z_2 \cdot W_{\text{interpiano_tipo}}}{\Sigma zW} = 175.404 \cdot \text{kN}$$

$$F_6 := F_h \cdot \frac{z_6 \cdot W_{\text{interpiano_tipo}}}{\Sigma zW} = 414.253 \cdot \text{kN}$$

$$F_3 := F_h \cdot \frac{z_3 \cdot W_{\text{interpiano_tipo}}}{\Sigma zW} = 235.116 \cdot \text{kN}$$

$$F_7 := F_h \cdot \frac{z_7 \cdot (W_{\text{interpiano_tipo}})}{\Sigma zW} = 473.965 \cdot \text{kN}$$

$$F_4 := F_h \cdot \frac{z_4 \cdot W_{\text{interpiano_tipo}}}{\Sigma zW} = 294.828 \cdot \text{kN}$$

$$F_8 := F_h \cdot \frac{z_8 \cdot (W_{\text{cop}})}{\Sigma zW} = 430.981 \cdot \text{kN}$$

7 PROGETTO ELEMENTI DEL TELAIO SPAZIALE

7.1 TRAVE EMERGENTE A e TRAVE A SPESSORE 3

Per questa esercitazione è richiesto il dimensionamento di una trave tipo emergente e di una trave tipo a spessore.

Le travi prese in considerazione sono la trave A e la trave 3; l'elemento trave dimensionato è, in particolare, quello tra piano terra e piano primo in quanto il più sollecitato.

TRASLAZIONE DEL MOMENTO CAUSATO DAL TAGLIO

Nell'ultima parte del par 4.1.2.1.3.2 delle NTC'08 si impone il prolungamento delle barre longitudinali delle armature di elementi armati a taglio di una quantità

$$a_n = 0.9 \cdot d_n \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha))/2$$

θ è l'angolo della biella in cls rispetto la barra longitudinale.

Si prende $\cot(\theta)=2.5$ in modo che a_n sia massimizzato.

α è l'angolo dell'armatura trasversale rispetto la barra longitudinale; uso staffe, ovvero $\alpha=90^\circ$ e $\cot(\alpha)=0$.

$$\cot\theta := 2.5$$

$$a_{\text{emergente_t}} := \frac{0.9 \cdot d_{\text{utile_trave_emergente}} \cdot \cot\theta}{2} = 0.514 \text{ m}$$

$$a_{\text{spessore_t}} := \frac{0.9 \cdot d_{\text{utile_trave_spessore}} \cdot \cot\theta}{2} = 0.233 \text{ m}$$

Ovvero:

$$a_{\text{emergente}} := 0.55 \text{ m}$$

$$a_{\text{spessore}} := 0.25 \text{ m}$$

DIAMETRO MASSIMO DEI TONDINI DI ARMATURA LONGITUDINALE

Per prevenire lo sfilamento delle armature il *diametro delle barre nelle travi non deve essere superiore ad α volte l'altezza della sezione del pilastro*, con α dato da 7.4.26.

$$\nu_d(N_d, A_{\text{pil}}) := \frac{N_d}{A_{\text{pil}} \cdot f_{\text{cd}}}$$

$$f_{\text{ctm}} := 0.3 \cdot (f_{\text{ck}})^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa}^{\frac{1}{3}} = 2.835 \cdot \text{MPa}$$

per strutture CD B:

$$\gamma_{\text{Rd}} := 1$$

$$k_{\text{D}} := \frac{2}{3}$$

Semplificando considero una condizione a vantaggio di sicurezza ponendo $\rho_{\text{comp}} = \rho$.

1) Pilastro di bordo A3:

$$N_{\text{d_bordo}} := 996 \text{ kN}$$

(sforzo normale del pilastro al di sopra del nodo; minore tra gli N sismici, aiuta meno l'aderenza delle barre)

$$A_{\text{pil_bordo}} := 80 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm} = 0.28 \text{ m}^2$$

$$\nu_{d_pil_bordo} := \nu_d(N_{d_bordo}, A_{pil_bordo}) = 0.216$$

$$\alpha_{bl_nodo_interno_pil_bordo} := \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{(1 + 0.8 \nu_{d_pil_bordo})}{1 + 0.75 k_D} = 0.042$$

$$\alpha_{bl_nodo_esterno_pil_bordo} := \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0.8 \nu_{d_pil_bordo}) = 0.064$$

L'altezza del pilastro di bordo è 80cm.

$$\alpha_{bl_nodo_interno_pil_bordo} \cdot 0.8m = 33.99 \cdot mm$$

$$\alpha_{bl_nodo_esterno_pil_bordo} \cdot 0.8m = 50.984 \cdot mm$$

2) Pilastro quadrato B3:

$$N_{d_interno} := 1359kN$$

$$A_{pil_interno} := 50cm \cdot 50cm = 0.25 m^2$$

$$\nu_{d_pil_interno} := \nu_d(N_{d_interno}, A_{pil_interno}) = 0.33$$

$$\alpha_{bl_nodo_interno_pil_interno} := \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{(1 + 0.8 \nu_{d_pil_interno})}{1 + 0.75 k_D} = 0.046$$

$$\alpha_{bl_nodo_esterno_pil_interno} := \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0.8 \nu_{d_pil_interno}) = 0.069$$

L'altezza del pilastro di bordo è 50cm.

$$\alpha_{bl_nodo_interno_pil_interno} \cdot 0.5m = 22.897 \cdot mm$$

$$\alpha_{bl_nodo_esterno_pil_interno} \cdot 0.5m = 34.346 \cdot mm$$

Le barre di armatura usate sono $\Phi 18$ e $\Phi 22$.

$$\Phi_{18} := 18mm$$

$$\Phi_{22} := 22mm$$

$$A_{s\Phi 18} := \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{18}}{2} \right)^2 = 254.469 \cdot mm^2$$

$$A_{s\Phi 22} := \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{22}}{2} \right)^2 = 380.133 \cdot mm^2$$

LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO

Le lunghezze di ancoraggio sono desunte dal paragrafo 11.2.10.2 delle NTC'08; per calssi di cls non superiori a 50/60 si può assumere come resistenza a trazione semplice (assiale) del cls il valore:

$$f_{ctm} := 0.30 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot MPa = 2.835 \cdot MPa$$

$$f_{ctk} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.984 \cdot MPa$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo (4.1.2.1.1.4):

$$\eta := 1$$

$$f_{bk} := 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.465 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_{cls} = 1.5$$

Nel paragrafo 4.1.2.1.1.4 riporta che per armature addensate o ancorate in zona tesa si deve ridurre di almeno 1.5 il f_{bd} .

$$f_{bd_compresso} := \frac{f_{bk}}{\gamma_{cls}} = 2.977 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{bd_teso} := \frac{f_{bk}}{1.5 \gamma_{cls}} = 1.984 \cdot \text{MPa}$$

ANCORAGGIO IN ZONA COMPRESSA

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 18_compresso} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi 18}{4 \cdot f_{bd_compresso}} = 59.154 \cdot \text{cm} \quad \text{che approssimo a } \underline{60\text{cm}}$$

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 22_compresso} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi 22}{4 \cdot f_{bd_compresso}} = 72.3 \cdot \text{cm} \quad \text{che approssimo a } \underline{75\text{cm}}$$

ANCORAGGIO IN ZONA TESA

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 18_teso} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi 18}{4 \cdot f_{bd_teso}} = 88.731 \cdot \text{cm} \quad \text{che approssimo a } \underline{90\text{cm}}$$

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 22_teso} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi 22}{4 \cdot f_{bd_teso}} = 108.449 \cdot \text{cm} \quad \text{che approssimo a } \underline{110\text{cm}}$$

Inoltre, dal paragrafo 4.1.6.1.4 del d.m. 2008: la lunghezza minima di sovrapposizione tra due barre deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza tra le due barre (interfero trasversale) sovrapposte non deve superare 4 volte il diametro.

$$20 \cdot \Phi 18 = 36 \cdot \text{cm}$$

$$20 \cdot \Phi 22 = 44 \cdot \text{cm}$$

Si segue la NTC'08 con particolare attenzione all'ancoraggio delle barre in prossimità dei nodi di bordo.

Alternativamente si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo una armatura trasversale dietro la piegatura.

7.1.1 ARMATURA LONGITUDINALE DELLE TRAVI

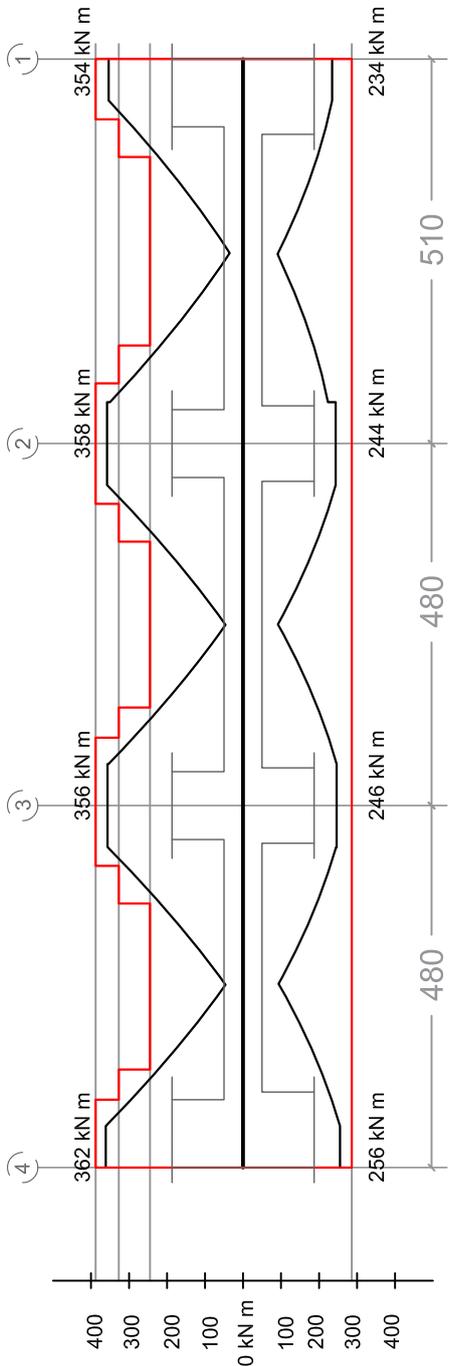
TRAVE A

frame	sezione (mm)			zona di calcolo	M_E (kN*m)	A_s (mm ²)			A_s (mm ²)	barre		A_s (mm ²)	verifica CAP 7			M_r (kNm)		
	b	h	d			A_{s_Md}	$A_{s_min\ c4}$	$A_{s_min\ c7}$		ρ	ρ_{max}		$\rho_c > 0.5\rho_t$					
P1_A_1	350	500	457	appoggio 4	inf	1590.6	301.3	544.4	1590.6	2	4	1590.6	0.013	0.023	0.84	326		
					sup	2249.2	301.3	544.4	2249.2	2	5	2408.4	0.015	0.020			388	
				campata 3-4	inf	323.1	301.3	544.4	544.4	0	2	759.9						122
					sup	1528.5	301.3	544.4	1528.5	2	4	2028.4	0.013	0.023	0.84			326
P1_A_2	350	500	457	appoggio 3	inf	2212.0	301.3	544.4	2212.0	2	5	2408.4	0.015	0.020		388		
					sup	1528.5	301.3	544.4	1528.5	2	4	2028.4	0.013	0.023	0.84		326	
				campata 2-3	inf	1590.6	301.3	544.4	1590.6	2	5	2408.4	0.015	0.020			388	
					sup	298.2	301.3	544.4	544.4	0	2	759.9					122	
P1_A_3	350	500	457	appoggio 2	inf	1516.1	301.3	544.4	1516.1	2	4	2028.4	0.013	0.023	0.84	326		
					sup	2224.4	301.3	544.4	2224.4	2	5	2408.4	0.015	0.020		388		
				appoggio 2	inf	1516.1	301.3	544.4	1516.1	2	4	2028.4	0.013	0.023	0.84	326		
					sup	2224.4	301.3	544.4	2224.4	2	5	2408.4	0.015	0.020		388		
campata 1-2	inf	360.4	301.3	544.4	544.4	0	2	759.9					122					
	sup	1453.9	301.3	544.4	1453.9	2	4	2028.4	0.013	0.023	0.84			326				
appoggio 1	350	500	457	appoggio 1	inf	2199.5	301.3	544.4	2199.5	2	5	2408.4	0.015	0.020		388		
					sup	354	301.3	544.4	354	2	5	2408.4	0.015	0.020		388		

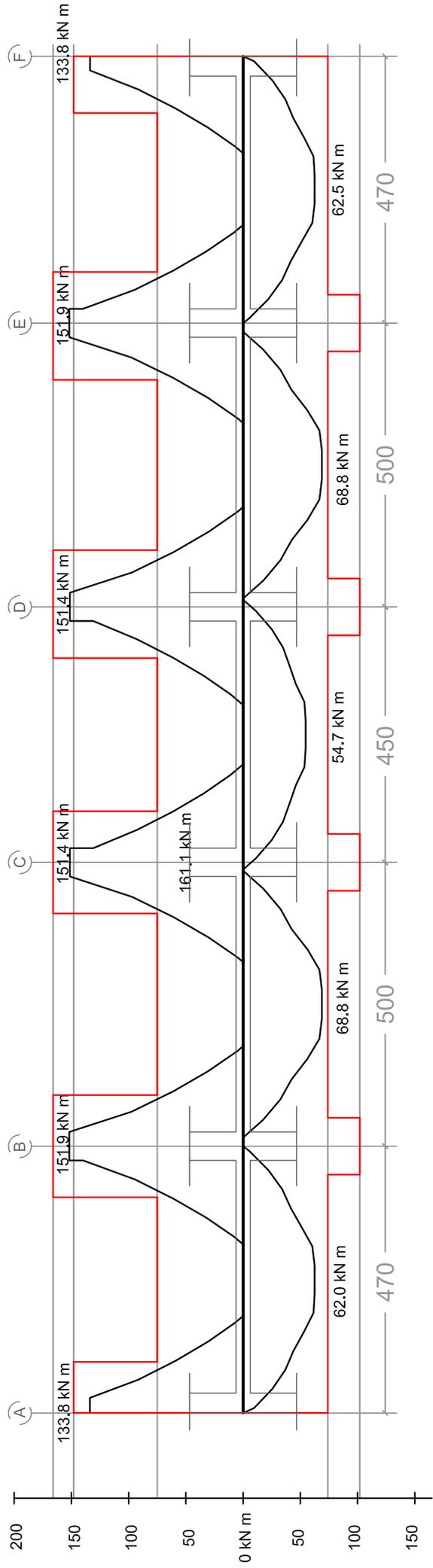
TRAVE 3

frame	sezione (mm)		zona di calcolo	M _E (kN * m)	A _s (mm ²)			A _s (mm ²)	barre		A _s (mm ²)	verifiche CAP 7			M _r (kNm)
	b	h			d	A _{s_mid}	A _{s_min c4}		A _{s_min c7}	φ18		φ22	ρ	ρ _{max}	
P1_T3_1	700	250	207	inf	0	272.9	544.4	544.44	1	2	1014.2	0.007	0.022	0.50	74
				sup	143	272.9	544.4	1961.59	2	4	2028.4	0.014	0.015		
P1_T3_2	700	250	207	campata AB	66	272.9	544.4	905.35	1	2	1014.2				74
				appoggio B	0	272.9	544.4	544.44	2	2	1268.6	0.009	0.024	0.56	92
P1_T3_3	700	250	207	sup	158	272.9	544.4	2167.35	3	4	2282.8	0.016	0.017		166
				inf	0	272.9	544.4	544.44	2	2	1268.6	0.009	0.024	0.56	92
P1_T3_4	700	250	207	appoggio B	158	272.9	544.4	2167.35	3	4	2282.8	0.016	0.017		166
				campata BC	73	272.9	544.4	1001.37	1	2	1014.2				74
P1_T3_5	700	250	207	appoggio C	0	272.9	544.4	544.44	2	2	1268.6	0.009	0.024	0.56	92
				sup	161	272.9	544.4	2208.50	3	4	2282.8	0.016	0.017		166
P1_T3_6	700	250	207	appoggio C	0	272.9	544.4	544.44	2	2	1268.6	0.009	0.024	0.56	92
				sup	161	272.9	544.4	2208.50	3	4	2282.8	0.016	0.017		166
P1_T3_7	700	250	207	campata CD	58	272.9	544.4	795.61	2	1	888.6				65
				appoggio D	0	272.9	544.4	544.44	2	2	1268.6	0.009	0.024	0.56	92
P1_T3_8	700	250	207	appoggio D	161	272.9	544.4	2208.50	3	4	2282.8	0.016	0.017		166
				sup	0	272.9	544.4	544.44	2	2	1268.6	0.009	0.024	0.56	92
P1_T3_9	700	250	207	appoggio D	0	272.9	544.4	544.44	2	2	1268.6	0.009	0.024	0.56	92
				sup	161	272.9	544.4	2208.50	3	4	2282.8	0.016	0.017		166
P1_T3_10	700	250	207	campata DE	58	272.9	544.4	795.61	1	2	1014.2				74
				appoggio E	0	272.9	544.4	544.44	2	2	1268.6	0.009	0.024	0.56	92
P1_T3_11	700	250	207	appoggio E	158	272.9	544.4	2167.35	3	4	2282.8	0.016	0.017		166
				sup	0	272.9	544.4	544.44	2	2	1268.6	0.009	0.024	0.56	92
P1_T3_12	700	250	207	appoggio E	0	272.9	544.4	544.44	2	2	1268.6	0.009	0.024	0.56	92
				sup	158	272.9	544.4	2167.35	3	4	2282.8	0.016	0.017		166
P1_T3_13	700	250	207	campata EF	58	272.9	544.4	795.61	1	2	1014.2				74
				appoggio F	0	272.9	544.4	544.44	1	2	1014.2	0.007	0.022	0.50	74
P1_T3_14	700	250	207	sup	143	272.9	544.4	1961.59	2	4	2028.4	0.014	0.015		148

TRAVE EMERGENTE A



TRAVE A SPESSORE 3



7.1.2 ARMATURA A TAGLIO DELLE TRAVI

CALCOLO DEI MOMENTI DI PRIMO SNERVAMENTO DELLE TRAVI

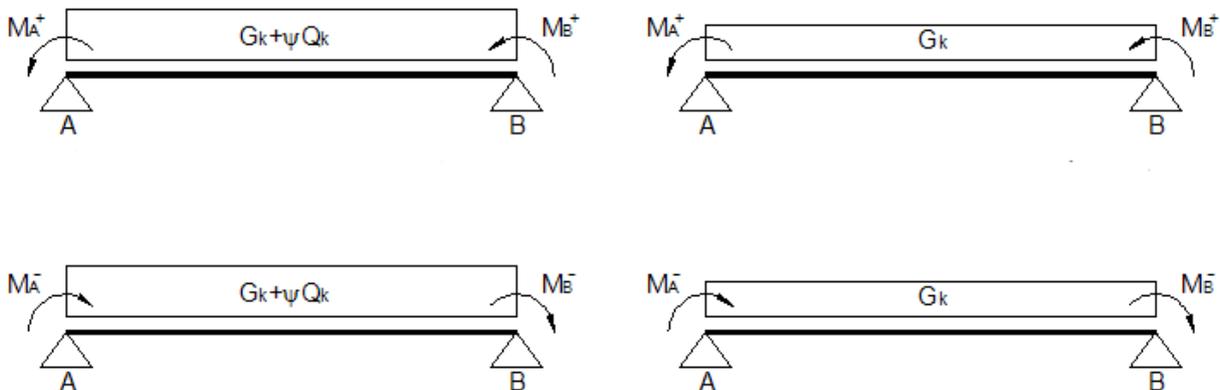
Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano duttilità coerente con il fattore di struttura q considerato; condizione soddisfatta applicando le gerarchie delle resistenze (7.3.6.2).

Per la gerarchia delle resistenze si deve rispettare un ordine di collasso; si deve progettare la trave in modo che il suo collasso avvenga in maniera duttile con una rottura a flessione ed evitare la rottura fragile.

Per escludere la rottura fragile a taglio, le cds taglio vengono ottenute dal massimo tra:

- il taglio dall'involuppo delle combinazioni
- il taglio da un modello di trave appoggiata in cui agiscono i carichi distribuiti gravitazionali ($G+Q$) e sui nodi i momenti di snervamento delle travi amplificati. Il coeff. di amplificazione è definito da NTC'08 a seconda della classe di duttilità della struttura e per struttura in CD B il "fattore di sovrarresistenza del nodo" è $\gamma_{Rd}=1$.

Come primo passo si studiano i momenti di snervamento M_{yd} delle sezioni in prossimità dei nodi, ovvero la cds che innesca una cerniera plastica sulla trave.



$$\gamma_{Rd} := 1$$

Il calcolo dei momenti resistenti a snervamento è fatto trascurando la cds normale di compressione, cioè ponendo $sN = 0$ kN.

$$A_{s\Phi 18} = 254.469 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s\Phi 22} = 380.133 \cdot \text{mm}^2$$

$$\chi(x) := \frac{\varepsilon_{yd}}{d_{\text{utile_trave_emergente}} - x}$$

$$\bar{\varepsilon}(x, y) := \chi(x) \cdot y$$

TRAVE A

In via esemplificativa viene presentato il calcolo dei momenti di snervamento per il nodo 4 della trave emergente:

$$A_{\text{sup}_4} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} + 5 \cdot A_{s\Phi 22} = 2.41 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{inf}_4} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} + 4 \cdot A_{s\Phi 22} = 2.029 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

MOMENTO POSITIVO (SENSO ANTIORARIO)

$$sN_{4_pos}(x_0) := \int_0^{x_0} \sigma_{cls}(\varepsilon(x_0, y)) \cdot b_{trave_emergente} dy + A_{sup_4} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - \delta_{trave_emergente})) \dots$$

$$+ A_{inf_4} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - d_{utile_trave_emergente}))$$

Given

$$x_t := \frac{h_{trave_emergente}}{10}$$

$$sN_{4_pos}(x_t) = 0$$

$$x_0 := \text{Find}(x_t) = 16.377 \cdot \text{cm}$$

$$M_{4_pos}(x_0) := \left(\int_0^{x_0} \sigma_{cls}(\varepsilon(x_0, y)) \cdot b_{trave_emergente} \cdot y dy \right) \dots$$

$$+ A_{sup_4} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - \delta_{trave_emergente})) \cdot (x_0 - \delta_{trave_emergente}) \dots$$

$$+ A_{inf_4} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - d_{utile_trave_emergente})) \cdot (x_0 - d_{utile_trave_emergente})$$

$$M_{4_pos}(x_0) = 322.909 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

MOMENTO NEGATIVO (SENSO ORARIO)

$$sN_{4_neg}(x_0) := \int_0^{x_0} \sigma_{cls}(\varepsilon(x_0, y)) \cdot b_{trave_emergente} dy + A_{inf_4} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - \delta_{trave_emergente})) \dots$$

$$+ A_{sup_4} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - d_{utile_trave_emergente}))$$

Given

$$x_t := \frac{h_{trave_emergente}}{10}$$

$$sN_{4_neg}(x_t) = 0$$

$$x_0 := \text{Find}(x_t) = 0.185 \text{ m}$$

$$M_{4_neg}(x_0) := \left(\int_0^{x_0} \sigma_{cls}(\varepsilon(x_0, y)) \cdot y \cdot b_{trave_emergente} dy \right) \dots$$

$$+ A_{inf_4} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - \delta_{trave_emergente})) \cdot (x_0 - \delta_{trave_emergente}) \dots$$

$$+ A_{sup_4} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - d_{utile_trave_emergente})) \cdot (x_0 - d_{utile_trave_emergente})$$

$$M_{4_neg}(x_0) = 378.359 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



I momenti di snervamento per i vari nodi della trave A sono i seguenti:

NODO	M _{POS} (kN m)	M _{NEG} (kN m)
4	322.9	378.4
3	322.9	378.4
2	322.9	378.4
1	322.9	378.4

La trave A è una trave di bordo che non porta il solaio, ma porta lo sbalzo laterale di 2.2m non in continuità col solaio interno. Il carico gravitazionale presente sulla trave incernierata sarà quindi:

$$g_A := (G_{1_bal} + G_{2_bal}) \cdot (l_{sb}) + g_{2_fioriera} + g_{tamponature} = 21.844 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_A := (Q_{2_bal}) \cdot (l_{sb}) = 8.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

TRAVE A							
	M _{POS} (kN*m)	M _{NEG} (kN*m)					
NODO 1	322.9	378.4				g _A (kN/m)	21.8
NODO 2	322.9	378.4				q _A (kN/m)	8.8
NODO 3	322.9	378.4					
NODO 4	322.9	378.4				γ _{Rd}	1.0
COMB. GR	CAMPATA (nodi i-j)	l _{campata} (m)	M _{Ri}	M _{Rj}	ψ	V _i (kN)	V _j (kN)
1	1-2	5.1	POS	NEG	0.3	-75.2	199.8
2			POS	NEG	0	-81.9	193.1
3			NEG	POS	0.3	199.8	-75.2
4			NEG	POS	0	193.1	-81.9
1	2-3	4.8	POS	NEG	0.3	-87.4	204.8
2			POS	NEG	0	-93.8	198.4
3			NEG	POS	0.3	199.8	-82.5
4			NEG	POS	0	193.1	-88.5
1	3-4	4.8	POS	NEG	0.3	-87.4	204.8
2			POS	NEG	0	-93.8	198.4
3			NEG	POS	0.3	204.8	-87.4
4			NEG	POS	0	198.4	-93.8

TRAVE 3

In via esemplificativa viene presentato il calcolo dei momenti di snervamento per il nodo A della trave a spessore:

MOMENTO POSITIVO (SENSO ANTIORARIO)

$$A_{sup_A} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} + 4 \cdot A_{s\Phi 22} = 2.029 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{inf_A} := 1 \cdot A_{s\Phi 18} + 2 \cdot A_{s\Phi 22} = 1.015 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$sN_{A_pos}(x_0) := \int_0^{x_0} \sigma_{cls}(\epsilon(x_0, y)) \cdot b_{trave_spessore} dy + A_{sup_A} \cdot \sigma_s(\epsilon(x_0, x_0 - \delta_{trave_spessore})) \dots \\ + A_{inf_A} \cdot \sigma_s(\epsilon(x_0, x_0 - d_{utile_trave_spessore}))$$

Given

$$x_t := \frac{h_{\text{trave_spessore}}}{10}$$

$$sN_{A_pos}(x_t) = 0$$

$$x_0 := \text{Find}(x_t) = 6.589 \cdot \text{cm}$$

$$M_{A_pos}(x_0) := \int_0^{x_0} \sigma_{cls}(\varepsilon(x_0, y)) \cdot b_{\text{trave_spessore}} \cdot y \, dy \dots$$

$$+ A_{\text{sup_A}} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - \delta_{\text{trave_spessore}})) \cdot (x_0 - \delta_{\text{trave_spessore}}) \dots$$

$$+ A_{\text{inf_A}} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - d_{\text{utile_trave_spessore}})) \cdot (x_0 - d_{\text{utile_trave_spessore}})$$

$$M_{A_pos}(x_0) = 25.502 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

MOMENTO NEGATIVO (SENSO ORARIO)

$$sN_{A_neg}(x_0) := \int_0^{x_0} \sigma_{cls}(\varepsilon(x_0, y)) \cdot b_{\text{trave_spessore}} \, dy + A_{\text{inf_A}} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - \delta_{\text{trave_spessore}})) \dots$$

$$+ A_{\text{sup_A}} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - d_{\text{utile_trave_spessore}}))$$

Given

$$x_t := \frac{h_{\text{trave_spessore}}}{10}$$

$$sN_{A_neg}(x_t) = 0$$

$$x_0 := \text{Find}(x_t) = 0.092 \, \text{m}$$

$$M_{A_neg}(x_0) := \int_0^{x_0} \sigma_{cls}(\varepsilon(x_0, y)) \cdot y \cdot b_{\text{trave_spessore}} \, dy \dots$$

$$+ A_{\text{inf_A}} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - \delta_{\text{trave_spessore}})) \cdot (x_0 - \delta_{\text{trave_spessore}}) \dots$$

$$+ A_{\text{sup_A}} \cdot \sigma_s(\varepsilon(x_0, x_0 - d_{\text{utile_trave_spessore}})) \cdot (x_0 - d_{\text{utile_trave_spessore}})$$

$$M_{A_neg}(x_0) = 43.324 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$



I momenti di snervamento per i vari nodi della trave 3 sono i seguenti:

NODO	M _{POS} (kN m)	M _{NEG} (kN m)
A	25.5	43.3
B	30.9	47.8
C	30.9	47.8
D	30.9	47.8
E	30.9	47.8
F	25.5	43.3

La trave 3 è una trave a spessore che porta il solaio interno. Il carico gravitazionale presente sulla trave incernierata sarà quindi:

$$g_2 := (G_1 + G_{2_int}) \cdot \left(\frac{l_{12} + l_{23}}{2} \right) = 34.056 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_2 := (Q_{2_int}) \cdot \left(\frac{l_{12} + l_{23}}{2} \right) = 9.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

TRAVE 3							
	M _{POS} (kN*m)	M _{NEG} (kN*m)					
NODO A	25.5	43.3				g _A (kN/m)	34.1
NODO B	30.9	47.8				q _A (kN/m)	9.9
NODO C	30.9	47.8					
NODO D	30.9	47.8				V _{Rd}	1.0
NODO E	30.9	47.8					
NODO F	25.5	43.3					
COMB. GR	CAMPATA (nodi i-j)	l _{campata} (m)	M _{Ri}	M _{Rj}	ψ	V _i (kN)	V _j (kN)
1	A-B	4.7	POS	NEG	0.3	71.5	102.7
2			POS	NEG	0	64.5	95.7
3			NEG	POS	0.3	102.9	71.3
4			NEG	POS	0	95.9	64.3
1	B-C	5	POS	NEG	0.3	76.9	108.4
2			POS	NEG	0	69.5	101.0
3			NEG	POS	0.3	108.4	76.9
4			NEG	POS	0	101.0	69.5
1	C-D	4.5	POS	NEG	0.3	65.9	100.9
2			POS	NEG	0	59.2	94.2
3			NEG	POS	0.3	100.9	65.9
4			NEG	POS	0	94.2	59.2
1	D-E	5	POS	NEG	0.3	76.9	108.4
2			POS	NEG	0	69.5	101.0
3			NEG	POS	0.3	108.4	76.9
4			NEG	POS	0	101.0	69.5
1	E-F	4.7	POS	NEG	0.3	71.3	102.9
2			POS	NEG	0	64.3	95.9
3			NEG	POS	0.3	102.7	71.5
4			NEG	POS	0	95.7	64.5

CALCOLO ARMATURA A TAGLIO DELLE TRAVI

Il progetto delle armature trasversali è generato modellando adeguatamente la trave come un traliccio. Le armature trasversali sono staffe disposte a 90° rispetto le armature longitudinali; per staffa si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6mm, con ganci a 135° prolungati almeno 10 diametri alle due estremità (7.4.6.2.1).

TRAVE A

Considero il massimo taglio agente sulla trave

$$V_{Ed} := 196.7 \text{ kN}$$

1. Calcolo l'angolo di inclinazione de puntone compresso in cls rispetto all'armatura longitudinale:

$$\theta_{\text{cls_trave_emergente}} := \frac{1}{2} \cdot \text{asin} \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{(0.5 f_{cd}) \cdot b_{\text{trave_emergente}} \cdot 0.9 d_{\text{utile_trave_emergente}}} \right] = 9.696^\circ$$

$$\cot(\theta_{\text{cls_trave_emergente}}) := \begin{cases} \cot(\theta_{\text{cls_trave_emergente}}) & \text{if } 1 < \cot(\theta_{\text{cls_trave_emergente}}) < 2.5 \\ 2.5 & \text{if } \cot(\theta_{\text{cls_trave_emergente}}) > 2.5 \end{cases}$$

$$\cot(\theta_{\text{cls_trave_emergente}}) = 2.5$$

2. Calcolo del taglio resistente massimo del puntone compresso in cls:

$$V_{Rcd} := 0.9 \cdot d_{\text{utile_trave_emergente}} \cdot b_{\text{trave_emergente}} \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot(\theta_{\text{cls_trave_emergente}})}{1 + (\cot(\theta_{\text{cls_trave_emergente}}))^2} = 408.576 \cdot \text{kN}$$

3. Progetto le staffe di armatura per completare il traliccio: scelgo di usare una staffa $\Phi 8$ a due bracci e ricerco il passo tra 2 staffe consecutive.

$$n_{\text{b_trave_emergente}} := 2$$

$$\Phi_{\text{staffa_trave_emergente}} := 8 \text{ mm}$$

$$A_{\text{sw}} := n_{\text{b_trave_emergente}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{\text{staffa_trave_emergente}}}{2} \right)^2 = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$

$$P_{\text{staffa_trave_emergente_teorico}} := \frac{0.9 \cdot d_{\text{utile_trave_emergente}} \cdot f_{yd} \cdot A_{\text{sw}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_trave_emergente}})}{V_{Ed}} = 20.564 \cdot \text{cm}$$

$$P_{\text{staffa_trave_emergente}} := 20 \text{ cm}$$

$$V_{Rsd} := 0.9 \cdot d_{\text{utile_trave_emergente}} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{\text{sw}}}{P_{\text{staffa_trave_emergente}}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_trave_emergente}}) = 202.248 \cdot \text{kN}$$

4. Verifica della resistenza del traliccio alle azioni agenti:

$$V_{Rd_trave_emergente} := \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 202.248 \cdot \text{kN}$$

5. Affinamento delle armature trasversali:

$$P_{\text{staffa_trave_emergente_2}} := 25 \text{ cm}$$

$$V_{Rsd_2} := 0.9 \cdot d_{\text{utile_trave_emergente}} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{\text{sw}}}{P_{\text{staffa_trave_emergente_2}}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_trave_emergente}}) = 161.798 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{staffa_trave_emergente_3}} := 15 \text{ cm}$$

$$V_{Rsd_3} := 0.9 \cdot d_{\text{utile_trave_emergente}} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{\text{sw}}}{P_{\text{staffa_trave_emergente_3}}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_trave_emergente}}) = 269.663 \cdot \text{kN}$$

6. Massimi e minimi per l'armatura trasversale

$$A_{st_min} := \frac{1.5 \cdot b_{trave_emergente} \cdot mm^2}{1m} = 0.525 \cdot mm^2$$

Per una trave in CD B la zona critica è pari all'altezza della sezione della trave (7.4.6.1.1) a partire dal filo del pilastro. Nella zona critica la prima staffa deve distare non più di 5 cm dal filo del pilastro, mentre le successive staffe devono avere un passo non superiore a:

$$S_{critica} := h_{trave_emergente} = 50 \cdot cm$$

$$\Phi_{longitudinale_trave_emergente} := 22mm$$



$$P_{staffa_trave_emergente_max_zona_critica} = 11.425 \text{ cm}$$

Dispongo staffe $\Phi 8$ con passo 10 cm in zona critica:

$$P_{staffa_trave_emergente_zona_critica} := 10cm$$

$$V_{Rsd_zona_critica} := 0.9 \cdot d_{utile_trave_emergente} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{sw} \cdot \cot(\theta_{cls_trave_emergente})}{P_{staffa_trave_emergente_zona_critica}} = 404.495 \cdot kN$$

TRAVE 2

Considero il massimo taglio agente sulla trave

$$V_{Ed_max_trave_spessore} := 170.6 \text{ kN}$$

1. Calcolo l'angolo di inclinazione de puntone compresso in cls rispetto all'armatura longitudinale:

$$\theta_{cls_trave_spessore} := \frac{1}{2} \cdot \text{asin} \left[\frac{2 \cdot V_{Ed_max_trave_spessore}}{(0.5 f_{cd}) \cdot b_{trave_spessore} \cdot 0.9 d_{utile_trave_spessore}} \right] = 10.884^\circ$$

$$\cot(\theta_{cls_trave_spessore}) := \begin{cases} \cot(\theta_{cls_trave_spessore}) & \text{if } 1 < \cot(\theta_{cls_trave_spessore}) < 2.5 \\ 2.5 & \text{if } \cot(\theta_{cls_trave_spessore}) \geq 2.5 \end{cases}$$

$$\cot(\theta_{cls_trave_spessore}) = 2.5$$

2. Calcolo del taglio resistente massimo del puntone compresso in cls:

$$V_{Rcd_spessore} := 0.9 \cdot d_{utile_trave_spessore} \cdot b_{trave_spessore} \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot(\theta_{cls_trave_spessore})}{1 + (\cot(\theta_{cls_trave_spessore}))^2}$$

$$V_{Rcd_spessore} = 317.256 \text{ kN}$$

3. Massimi e minimi per l'armatura trasversale

$$A_{s_min} := \frac{1.5 \cdot b_{trave_spessore} \cdot \text{mm}^2}{1 \text{ m}} = 0.9 \cdot \text{mm}^2$$

Per una trave in CD B la zona critica è pari all'altezza della sezione della trave (7.4.6.1.1) a partire dal filo del pilastro. Nella zona critica la prima staffa deve distare non più di 5 cm dal filo del pilastro, mentre le successive staffe devono avere un passo non superiore a:

$$S_{critica} := h_{trave_spessore} = 25 \text{ cm}$$

$$\Phi_{longitudinale_trave_spessore} := 22 \text{ mm}$$

$$n_b_{trave_spessore} := 2$$

$$\Phi_{staffa_trave_spessore} := 8 \text{ mm}$$

$$A_{sw_spessore} := n_b_{trave_spessore} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{staffa_trave_spessore}}{2} \right)^2 = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$



$$P_{staffa_trave_spessore_max_zona_critica} = 5.175 \text{ cm}$$

Dispongo staffe $\Phi 8$ con passo 5 cm in zona critica:

$$P_{staffa_trave_spessore_zona_critica} := 5 \text{ cm}$$

$$V_{Rsd_zona_critica_spessore} := 0.9 \cdot d_{utile_trave_spessore} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{sw_spessore} \cdot \cot(\theta_{cls_trave_spessore})}{P_{staffa_trave_spessore_zona_critica}}$$

$$V_{Rsd_zona_critica_spessore} = 366.435 \text{ kN}$$

4. Progetto le staffe di armatura per completare il traliccio: scelgo di usare una staffa $\Phi 8$ a due bracci e ricerco il passo tra 2 staffe consecutive.

$$P_{\text{staffa_trave_spessore_teorico}} := \frac{0.9 \cdot d_{\text{utile_trave_spessore}} \cdot f_{yd} \cdot A_{sw_spessore} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_trave_spessore}})}{V_{Ed_max_trave_spessore}}$$

$$P_{\text{staffa_trave_spessore_teorico}} = 10.74 \text{ cm}$$

$$P_{\text{staffa_trave_spessore}} := 10 \text{ cm}$$

$$V_{Rsd_spessore_2} := 0.9 \cdot d_{\text{utile_trave_spessore}} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{sw_spessore}}{P_{\text{staffa_trave_spessore}}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_trave_spessore}}) = 183.218 \cdot \text{kN}$$

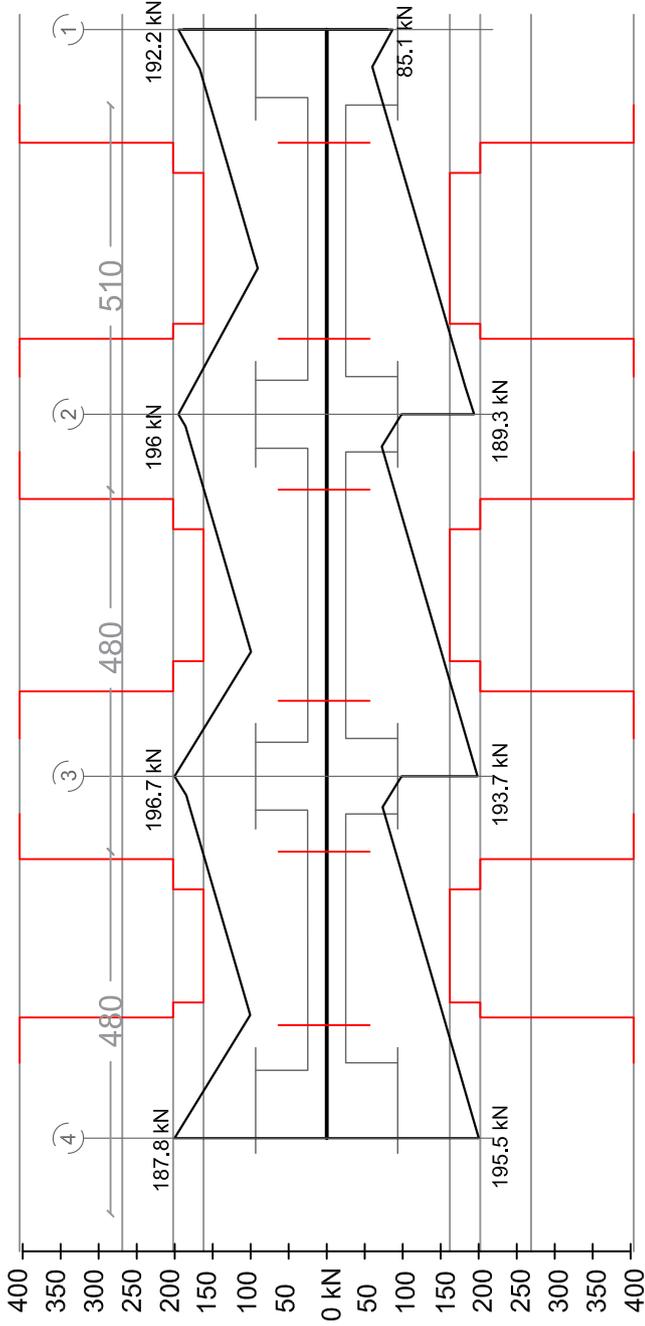
5. Affinamento delle armature trasversali:

$$P_{\text{staffa_trave_spessore_3}} := 15 \text{ cm}$$

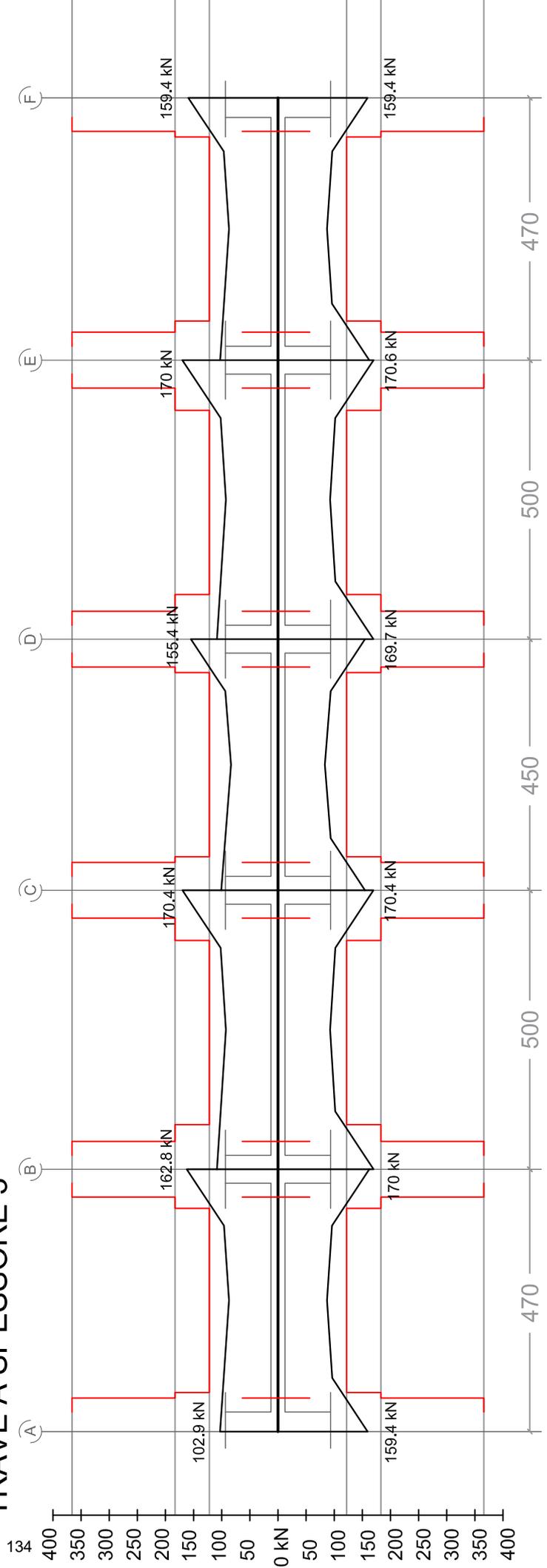
$$V_{Rsd_spessore_3} := 0.9 \cdot d_{\text{utile_trave_spessore}} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{sw_spessore}}{P_{\text{staffa_trave_spessore_3}}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_trave_spessore}})$$

$$V_{Rsd_spessore_3} = 122.145 \text{ kN}$$

TRAVE EMERGENTE A



TRAVE A SPESSORE 3



7.2 PROGETTO ARMATURA PILASTRATA A3

Avendo eseguito il progetto di due sole travi, non posso realizzare lo studio della gerarchia trave-pilastro per ogni nodo della pilastrata, ma a scopo didattico si realizza lo studio solo per il nodo di collegamento tra la trave armata e la pilastrata in esame.

RICERCA DELLE CDS DI PROGETTO PER L'ARMATURA DELLA PILASTRATA A3

Il pilastro A3 è sottoposto a pressoflessione deviata ($N_{Ed}; M_{Ed}$):

1) Ricerca M_{Ed} come massimo momento flettente che agisce sulle sezioni estremali dei pilastri tra inviluppo e GR. Sul diagramma di inviluppo porto particolare attenzione alle combinazioni sismiche che presentano l'azione sismica prossima al pilastro.

ATTENZIONE: lo studio delle gerarchie trave-pilastro si applica solo per il nodo in cui converge la trave precedentemente dimensionata; per i restanti nodi e cds assunte sono quelle da inviluppo.

2) Per il valore di N_E non si fa riferimento alla max compressione dall'inviluppo (data dalla combo SLU).

Per il pilastro la combo sismica peggiore corrisponde a quella in cui l'azione orizzontale principale è diretta lungo la direzione forte del pilastro e passa nella posizione più prossima al pilastro stesso. I valori di sforzo normale usati per il dimensionamento a pressoflessione sono, quindi, il minimo ed il massimo N associato a quelle combinazioni sismiche critiche.

GERARCHIA DELLE RESISTENZE TRAVE-PILASTRO

Il criterio delle GR è un criterio di tipo piano, cioè posso disaccoppiare le due direzioni x ed y trascurando il piccolo contributo dei momenti torcenti offerti dalla trave ortogonale al piano studiato. Per ogni direzione si deve proteggere il pilastro dalla plasticizzazione prematura in ogni suo nodo.

La resistenza del pilastro deve essere maggiore della resistenza delle travi aumentata di un coefficiente $\gamma_{Rd}=1.1$ per strutture CD B.

In quanto si parla di plasticizzazione, il calcolo è relativo a momenti di primo snervamento.

$$\sum My_{pil} > \gamma_{Rd} * \sum My_{travi}$$

$$\gamma_{Rd_pilastri} := 1.1$$

Acquisite le cds dovute alle azioni "sismiche tipo", si è verificato per prima cosa che i momenti del pilastro inferiore e quelli del pilastro superiore al nodo (nelle due direzioni di provenienza del sisma) siano concordi come richiede l'applicazione della formula di normativa.

Successivamente si sono calcolate le sommatorie dei momenti di primo snervamento delle travi convergenti nel nodo in modo indipendente per le due direzioni.

$M_{y_{travi_x}}$ momenti di primo snervamento per la trave emergente in direzione x:

$$M_{y_neg_trave_A_nodo_3_PT} := 378.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y_pos_trave_A_nodo_3_PT} := 322.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{GR_x} := \gamma_{Rd_pilastri} \cdot (M_{y_neg_trave_A_nodo_3_PT} + M_{y_pos_trave_A_nodo_3_PT}) = 771.43 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$M_{y_{travi_y}}$ momenti di primo snervamento per la trave a spessore in direzione y:

$$M_{y_neg_trave_3_nodo_A_PT} := 43.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y_pos_trave_3_nodo_A_PT} := 25.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La pilastrata A3 è estrema quindi nella direzione y converge solo una trave emergente. Per semplificare lo studio e senza errori importanti considero così il momento offerto dalla GR:

$$M_{GR_y} := \gamma_{Rd_pilastri} \cdot \max(M_{y_neg_trave_3_nodo_A_PT}, M_{y_pos_trave_3_nodo_A_PT}) = 47.63 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

A questo punto è sorto il problema di come suddividere in maniera opportuna tra il pilastro superiore e quello inferiore il momento resistente dovuto alle travi.

Si è scelto di suddividere tale momento in base alla proporzione dei momenti sollecitanti portati dai pilastri secondo il calcolo, considerando gli effetti delle forze statiche calcolate con analisi statica lineare.

Tra tutte le combinazioni si sono scelte quelle maggiormente critiche; le combinazioni evidenziate sono quelle che potrebbero provocare crisi del pilastro e per l'analisi della gerarchia delle resistenze si andranno a studiare solo quegli 8 casi critici.

Da queste combinazioni più critiche si sono estratte le percentuali della sommatoria dei momenti che convogliano sui pilastri convergenti nel nodo.

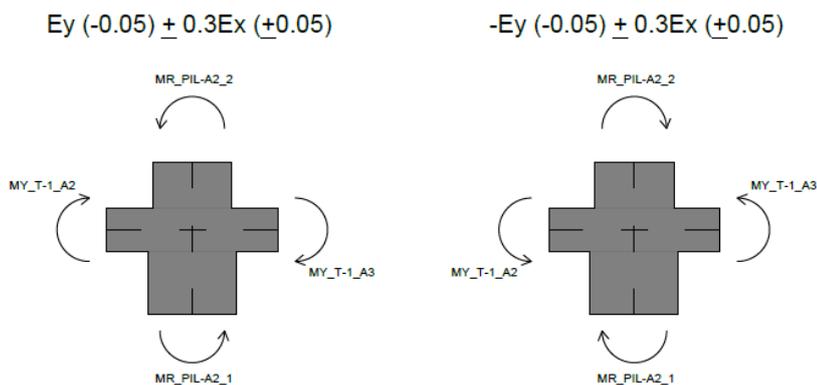
MOMENTO SOLLECITANTE DALLA GR

CDS SISMICHE AL NODO A 4.4 m DEL PILASTRO A3							
Frame	Station	OutputCase	P	Mx	% ΣM_{travi_x}	My	% ΣM_{travi_y}
Text	m	Text	KN	KN-m		KN-m	
A3_2	0	1. Ex(+0.05)+0.3*Ey(+0.05)	-1012.319	150.4901		3.5606	
A3_1	4.4		-1217.765	-26.6468		10.7302	
A3_2	0	2. Ex(+0.05)-0.3*Ey(+0.05)	-1010.663	-95.6933		2.8226	
A3_1	4.4		-1215.892	19.5636		10.9109	
A3_2	0	3. Ex(+0.05)+0.3*Ey(-0.05)	-1015.692	175.6282		2.7791	
A3_1	4.4		-1221.578	-32.5492		10.933	
A3_2	0	4. Ex(+0.05)-0.3*Ey(-0.05)	-1007.29	-120.8315		3.6041	
A3_1	4.4		-1212.078	25.4659		10.7081	
A3_2	0	5. -Ex(+0.05)+0.3*Ey(+0.05)	-1315.83	99.1573		-89.8786	0.682
A3_1	4.4		-1572.196	-20.2026		41.8206	0.318
A3_2	0	6. -Ex(+0.05)-0.3*Ey(+0.05)	-1314.174	-147.0261		-90.6166	0.683
A3_1	4.4		-1570.323	26.0078		42.0013	0.317
A3_2	0	7. -Ex(+0.05)+0.3*Ey(-0.05)	-1319.203	124.2955		-90.6601	0.683
A3_1	4.4		-1576.009	-26.105		42.0234	0.317
A3_2	0	8. -Ex(+0.05)-0.3*Ey(-0.05)	-1310.802	-172.1642		-89.8351	0.682
A3_1	4.4		-1566.509	31.9101		41.7985	0.318
A3_2	0	9. Ex(-0.05)+0.3*Ey(+0.05)	-1005.404	98.9516		5.163	
A3_1	4.4		-1209.946	-14.5457		10.3143	
A3_2	0	10. Ex(-0.05)-0.3*Ey(+0.05)	-1003.748	-147.2318		4.4249	
A3_1	4.4		-1208.073	31.6647		10.495	
A3_2	0	11. Ex(-0.05)+0.3*Ey(-0.05)	-1008.777	124.0898		4.3814	
A3_1	4.4		-1213.76	-20.4481		10.5171	
A3_2	0	12. Ex(-0.05)-0.3*Ey(-0.05)	-1000.375	-172.3699		5.2065	
A3_1	4.4		-1204.26	37.5671		10.2922	
A3_2	0	13. -Ex(-0.05)+0.3*Ey(+0.05)	-1322.745	150.6958		-91.4809	0.684
A3_1	4.4		-1580.014	-32.3037		42.2365	0.316
A3_2	0	14. -Ex(-0.05)-0.3*Ey(+0.05)	-1321.089	-95.4876		-92.219	0.685
A3_1	4.4		-1578.141	13.9066		42.4172	0.315
A3_2	0	15. -Ex(-0.05)+0.3*Ey(-0.05)	-1326.118	175.8339		-92.2625	0.685
A3_1	4.4		-1583.828	-38.2061		42.4393	0.315
A3_2	0	16. -Ex(-0.05)-0.3*Ey(-0.05)	-1317.717	-120.6258		-91.4374	0.684
A3_1	4.4		-1574.328	19.809		42.2144	0.316

A3_2	0	17. $E_y(+0.05)+0.3*E_x(+0.05)$	-1120.48	419.7376		-28.282	
A3_1	4.4		-1344.001	-78.3035		21.4009	
A3_2	0	18. $E_y(+0.05)-0.3*E_x(+0.05)$	-1211.533	404.3378		-56.3138	
A3_1	4.4		-1450.33	-76.3702		30.728	
A3_2	0	19. $E_y(+0.05)+0.3*E_x(-0.05)$	-1118.405	404.2761		-27.8013	
A3_1	4.4		-1341.655	-74.6731		21.2761	
A3_2	0	20. $E_y(+0.05)-0.3*E_x(-0.05)$	-1213.608	419.7993		-56.7945	
A3_1	4.4		-1452.676	-80.0006		30.8528	
A3_2	0	21. $-E_y(+0.05)+0.3*E_x(+0.05)$	-1114.96	-400.8738		-30.7422	
A3_1	4.4		-1337.757	75.7312		22.0035	
A3_2	0	22. $-E_y(+0.05)-0.3*E_x(+0.05)$	-1206.014	-416.2736		-58.774	
A3_1	4.4		-1444.087	77.6644		31.3306	
A3_2	0	23. $-E_y(+0.05)+0.3*E_x(-0.05)$	-1112.886	-416.3353		-30.2615	
A3_1	4.4		-1335.412	79.3615		21.8787	
A3_2	0	24. $-E_y(+0.05)-0.3*E_x(-0.05)$	-1208.088	-400.8121		-59.2547	
A3_1	4.4		-1446.432	74.0341		31.4554	
A3_2	0	25. $E_y(-0.05)+0.3*E_x(+0.05)$	-1131.722	503.5314	0.837	-30.8872	
A3_1	4.4		-1356.713	-97.9781	0.163	22.0771	
A3_2	0	26. $E_y(-0.05)-0.3*E_x(+0.05)$	-1222.776	488.1316	0.836	-58.919	
A3_1	4.4		-1463.042	-96.0448	0.164	31.4042	
A3_2	0	27. $E_y(-0.05)+0.3*E_x(-0.05)$	-1129.648	488.0699	0.838	-30.4065	
A3_1	4.4		-1354.367	-94.3478	0.162	21.9523	
A3_2	0	28. $E_y(-0.05)-0.3*E_x(-0.05)$	-1224.85	503.5932	0.835	-59.3997	
A3_1	4.4		-1465.387	-99.6752	0.165	31.529	
A3_2	0	29. $-E_y(-0.05)+0.3*E_x(+0.05)$	-1103.718	-484.6676	0.836	-28.137	
A3_1	4.4		-1325.046	95.4058	0.164	21.3273	
A3_2	0	30. $-E_y(-0.05)-0.3*E_x(+0.05)$	-1194.771	-500.0674	0.837	-56.1688	
A3_1	4.4		-1431.375	97.339	0.163	30.6544	
A3_2	0	31. $-E_y(-0.05)+0.3*E_x(-0.05)$	-1101.643	-500.1291	0.835	-27.6563	
A3_1	4.4		-1322.7	99.0361	0.165	21.2025	
A3_2	0	32. $-E_y(-0.05)-0.3*E_x(-0.05)$	-1196.845	-484.6059	0.838	-56.6495	
A3_1	4.4		-1433.72	93.7087	0.162	30.7792	

Come ovvio, le combinazioni sismiche più critiche per la pilastrata in esame sono quelle in cui il sisma:

- 1) è diretto lungo il lato lungo della sezione, i.e. E_y e $-E_y$
- 2) la forza sismica si posiziona il più vicino alla pilastrata, i.e. la eccentricità accidentale di E_y e $-E_y$ è $-0.05L$.



La sommatoria dei momenti di primo snervamento delle travi emergenti che entrano nel nodo nella direzione x:

$$M_{GR_x} = 771.43 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Suddivisione in maniera opportuna tra il pilastro superiore e quello inferiore il momento resistente dovuto alle travi:

$$M_{GR_pil_A3_P1_sup_x} := (83.8\%) \cdot M_{GR_x} = 646.458 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{GR_pil_A3_P2_inf_x} := (16.5\%) \cdot M_{GR_x} = 127.286 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

La simmetria delle armature delle travi semplifica il problema, ma i momenti ottenuti dalla GR sono sia positivi che negativi!

Per la sezione di base dei pilastri al PT si adotta come momento per armare il maggiore tra il momento dell'analisi e il momento fornito dalla gerarchia delle resistenze della sezione in sommità del pilastro.

MOMENTO SOLLECITANTE LUNGO Y DALLA GR

La sommatoria dei momenti di primo snervamento delle travi a spessore che entrano nel nodo nella direzione y:

$$M_{GR_y} = 47.63 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Suddivisione del momento in base alla proporzione tra i momenti sollecitanti derivanti dal calcolo, considerando gli effetti delle forze statiche calcolate con analisi statica lineare.

$$M_{GR_pil_A3_P1_sup_y} := (68.5\%) \cdot M_{GR_y} = 32.627 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{GR_pil_A3_P2_inf_y} := (31.8\%) \cdot M_{GR_y} = 15.146 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

N MAX/MIN DA SISMA SUL PILASTRO A3			
Frame	Station	P _{MIN}	P _{MAX}
Text	m	KN	KN
A3_1	0	-1242.8	-1622.3
A3_1	4.4	-1204.3	-1583.8
A3_2	0	-1000.4	-1326.1
A3_2	3.2	-975.2	-1300.9
A3_3	0	-840.4	-1104.5
A3_3	3.2	-818.0	-1082.1
A3_4	0	-684.0	-885.5
A3_4	3.2	-664.4	-865.9
A3_5	0	-528.3	-671.2
A3_5	3.2	-511.5	-654.4
A3_6	0	-372.5	-462.2
A3_6	3.2	-358.5	-448.2
A3_7	0	-214.5	-260.5
A3_7	3.2	-203.3	-249.3
A3_8	0	-63.4	-100.6
A3_8	1.92	-56.7	-93.9

MOMENTI MASSIMI AGENTI SUL PILASTRO A3								
Frame	Station	OutputCase	StepType	Mx	My	OutputCase	Mx	My
Text	m	Text	Text	KN-m	KN-m	Text	KN-m	KN-m
A3_1	0	INVILUPPO	Max	1004.1	101.3	GERARCHIA	646.5	32.6
A3_1	0	INVILUPPO	Min	-996.1	-127.3	GERARCHIA	646.5	32.6
A3_1	4.4	INVILUPPO	Max	99.0	49.7	GERARCHIA	646.5	32.6
A3_1	4.4	INVILUPPO	Min	-99.7	10.3	GERARCHIA	646.5	32.6
A3_2	0	INVILUPPO	Max	503.6	5.2	GERARCHIA	127.3	15.1
A3_2	0	INVILUPPO	Min	-500.1	-92.3	GERARCHIA	127.3	15.1
A3_2	3.2	INVILUPPO	Max	332.0	75.8			
A3_2	3.2	INVILUPPO	Min	-334.4	5.5			
A3_3	0	INVILUPPO	Max	374.9	5.4			
A3_3	0	INVILUPPO	Min	-377.9	-72.1			
A3_3	3.2	INVILUPPO	Max	380.3	74.0			
A3_3	3.2	INVILUPPO	Min	-378.6	-1.5			
A3_4	0	INVILUPPO	Max	326.8	-1.3			
A3_4	0	INVILUPPO	Min	-327.9	-70.0			
A3_4	3.2	INVILUPPO	Max	379.3	77.7			
A3_4	3.2	INVILUPPO	Min	-377.6	-3.0			
A3_5	0	INVILUPPO	Max	257.0	-9.1			
A3_5	0	INVILUPPO	Min	-257.3	-63.4			
A3_5	3.2	INVILUPPO	Max	310.3	72.5			
A3_5	3.2	INVILUPPO	Min	-310.2	2.5			
A3_6	0	INVILUPPO	Max	208.5	-11.5			
A3_6	0	INVILUPPO	Min	-207.6	-62.2			
A3_6	3.2	INVILUPPO	Max	250.5	68.2			
A3_6	3.2	INVILUPPO	Min	-251.4	9.6			
A3_7	0	INVILUPPO	Max	110.2	-10.0			
A3_7	0	INVILUPPO	Min	-103.9	-59.5			
A3_7	3.2	INVILUPPO	Max	132.4	91.8			
A3_7	3.2	INVILUPPO	Min	-142.9	-20.0			
A3_8	0	INVILUPPO	Max	15.0	4.3			
A3_8	0	INVILUPPO	Min	-44.0	-86.9			
A3_8	1.92	INVILUPPO	Max	54.1	39.8			
A3_8	1.92	INVILUPPO	Min	18.3	-4.4			

7.2.1 PROGETTO ARMATURA LONGITUDINALE PILASTRATA A3

Il progetto dell'armatura dei pilastri viene realizzato calcolando per le sezioni estremali l'armatura necessaria al fine di superare la presso-flessione deviata caratterizzata dai momenti flettenti prima elencati (M_{xd} ; M_{yd}) e dallo sforzo normale fornito dal massimo e minimo degli inviluppi.

Le barre di armature usate per la pilastriata sono tonidni $\Phi 22$.

$$\Phi_{22} := 22\text{mm}$$

$$A_{s\Phi 22} := \pi \cdot \frac{\Phi_{22}^2}{4} = 380.133 \cdot \text{mm}^2$$

Per il calcolo mi serve considerare il baricentro dell'armatura longitudinale; considerando la presenza di staffe, ovvero ferri piegati da 8mm, e di usare barre longitudinali da 22mm:

$$\delta = \delta_{\text{nom}} + \Phi_{8\text{mm}} + (\Phi_{22\text{mm}})/2 = 2,5\text{cm} + 0.8 \text{ cm} + 1,1\text{cm} = 4,4\text{cm}$$

$$\delta_{\text{pil}} := 4.4\text{cm}$$

Come definito in 7.4.4.2.2, la presso-flessione deviata può essere disaccoppiata in due presso-flessioni semplici lungo le direzioni principali se si assume che i valori $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ ridotti del 30% verifichino ancora la relazione data in 4.1.2.1.2:

$$(M_{Ed,x}/M_{Rd,x})^\alpha + (M_{Ed,y}/M_{Rd,y})^\alpha < 1, \text{ assumendo } \alpha=1.5 \text{ da studi sperimentali di Ghersi e Muratore del 2004.}$$

Per studiare il problema in modo separato vado ad umentare del 30% i momenti con cui calcolo l'armatura del pilastro.

Per il calcolo dell'armatura considero l'ipotesi di armatura simmetrica. Questa simmetria permette di ridurre i casi di sollecitazione da 4 a 2; ovvero come coppia (N_{Ed}, M_{Ed}) prendo il massimo in valore assoluto tra ($M_{E,\text{min}}, M_{E,\text{max}}$) con l'azione maggiormente critica tra ($N_{E,\text{min}}, N_{E,\text{max}}$).

$$b_{\text{pil_bordo}} := 35\text{cm}$$

Per l'armatura lungo y:

Assumo le armature snervate e la rottura del cls con il modello stress-block.

$$x_y(sN) := \frac{sN}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{pil_bordo}}}$$

$$A_{s_y}(M, sN, h_{\text{pil}}, d, x) := \frac{M + sN \cdot \left(d - \frac{h_{\text{pil}}}{2} \right) - (d - 0.4x) \cdot \left[(f_{cd} \cdot 0.8x) \cdot b_{\text{pil_bordo}} \right]}{f_{yd} \cdot (d - \delta_{\text{pil}})}$$

Se le ipotesi di armature snervate sono soddisfatte, calcolo il valore di $M_{Rd,x}$ con l'affondamento x trovato.

$$M_{Rd_x}(h_{\text{pil}}, x, A_s) := (0.8 \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{pil_bordo}}) \cdot \left(\frac{h_{\text{pil}}}{2} - 0.4x \right) + 2 \cdot f_{yd} \cdot A_s \cdot \left(\frac{h_{\text{pil}}}{2} - \delta_{\text{pil}} \right)$$

Per l'armatura lungo x:

Dato i valori ridotti di momento agente considero una situazione maggiormente critica di quella agente e studio la sezione a flessione semplice. L'armatura così calcolata è confrontata con le prescrizioni da norma. Per il calcolo del valore $M_{Rd,y}$ necessaria per vedere la disequazione da NTC'08, si procede con queste equazioni:

$$\chi(x) := \frac{\epsilon_{cu}}{x}$$

$$\xi(x, y) := \chi(x) \cdot y$$

$$sN(h_{pil}, d, x, A_s) := \int_0^x \sigma_{cls}(\varepsilon(x, y)) dy \cdot h_{pil} + \left[\frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (x - \delta_{pil}) \right] \cdot E_s \cdot A_s - \left[\frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (d - x) \right] \cdot E_s \cdot A_s$$

Per il calcolo dei momenti resistenti uso:

$$M_{Rd_y}(h_{pil}, d, x, A_s) := \left[\int_0^x \sigma_{cls}(\varepsilon(x, y)) \cdot \left[y + \left(\frac{b_{pil_bordo}}{2} - x \right) \right] dy \right] \cdot h_{pil} \dots$$

$$+ \left[\frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (x - \delta_{pil}) \right] \cdot E_s \cdot A_s + \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (d - x) \cdot E_s \cdot A_s \left[\left(\frac{b_{pil_bordo}}{2} - \delta_{pil} \right) \right]$$

PROGETTO ARMATURA PILASTRO A3_1

In via esemplificativa è presentato il progetto del tratto relativo al piano terra del pilastro A3.

Le dimensioni geometriche del pilastro sono:

$$h_{pil_A3_1} := 80\text{cm}$$

$$d_{utile_pil_A3_1_y} := h_{pil_A3_1} - \delta_{pil} = 75.6 \cdot \text{cm}$$

$$d_{utile_pil_A3_1_x} := b_{pil_bordo} - \delta_{pil} = 30.6 \cdot \text{cm}$$

1) SEZIONE IN TESTA

1.1 Armatura lungo Y

La armatura è simmetrica perchè la stessa cds agisce sia in senso positivo che negativo.

$$M_{pil_A3_1_testa_x} := 1.3 \cdot (646.5 \text{ kN} \cdot \text{m}) = 840.45 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Il minimo ed il massimo degli sforzi normali generati sulla testa pilastro dalle combinazione sismica sono:

$$sN_{pil_A3_1_testa_min} := 1204.3 \text{ kN}$$

$$sN_{pil_A3_1_testa_max} := 1583.8 \text{ kN}$$

Considero lo sforzo normale minore.

$$x_{pil_A3_1_testa_y} := x_y(sN_{pil_A3_1_testa_min}) = 26.128 \cdot \text{cm}$$

$$\varepsilon_{s_sup} := \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{pil_A3_1_testa_y}} \cdot (x_{pil_A3_1_testa_y} - \delta_{pil}) = 0.291 \cdot \%$$

$$A_{s_pil_A3_1_testa_y_t} := A_{s_y}(M_{pil_A3_1_testa_x}, sN_{pil_A3_1_testa_min}, h_{pil_A3_1}, d_{utile_pil_A3_1_y}, x_{pil_A3_1_testa_y}) = 1.739 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_pil_A3_1_testa_y} := 4 \cdot A_{s\Phi 22} = 1.521 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$M_{Rd_pil_A3_1_testa_x} := M_{Rd_x}(h_{pil_A3_1}, x_{pil_A3_1_testa_y}, A_{s_pil_A3_1_testa_y}) = 779.49 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

1.2 Armatura lungo X

$$M_{pil_A3_1_testa_y} := 1.3 \cdot (32.6 \text{ kN} \cdot \text{m}) = 42.38 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_pil_A3_1_testa_x_t} := \frac{M_{pil_A3_1_testa_y}}{0.9 \cdot d_{utile_pil_A3_1_x} \cdot f_{yd}} = 393.262 \cdot \text{mm}^2$$

L'interasse tra le armature longitudinali dei pilastri non deve superare i 25 cm: il minimo numero di barre lungo x come ferri di parete è 3.

$$\Phi_{18} := 18\text{mm}$$

$$A_{s\Phi 18} := \pi \cdot \frac{\Phi_{18}^2}{4} = 254.469 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_pil_A3_1_testa_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

La armatura è simmetrica.

Ricerco il valore di M resistente; preso come affondamento di tentativo:

$$x_{pil_A3_1_testa_x_t} := 10\text{cm}$$

Given

$$sN(h_{pil_A3_1}, d_{utile_pil_A3_1_x}, x_{pil_A3_1_testa_x_t}, A_{s_pil_A3_1_testa_x}) = sN_{pil_A3_1_testa_min}$$

$$x_{pil_A3_1_testa_x} := \text{Find}(x_{pil_A3_1_testa_x_t}) = 13.963 \cdot \text{cm}$$

$$M_{Rd_pil_A3_1_testa_y} := M_{Rd_y}(h_{pil_A3_1}, d_{utile_pil_A3_1_x}, x_{pil_A3_1_testa_x}, A_{s_pil_A3_1_testa_x})$$

$$M_{Rd_pil_A3_1_testa_y} = 311.966 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ARMATURA MINIMA E MASSIMA DEI PILASTRI

$$A_{s_testa_pil_PT_TOT} := 2 \cdot (A_{s_pil_A3_1_testa_x} + A_{s_pil_A3_1_testa_y}) = 4.568 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Dai dettagli costruttivi del Cap. 7:

$$A_{s_min_pil_A3_1_testa} := (1\%) \cdot (b_{pil_bordo} \cdot h_{pil_A3_1}) = 2.8 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_max_pil_A3_1_testa} := (4\%) \cdot (b_{pil_bordo} \cdot h_{pil_A3_1}) = 1.12 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{OK})$$

6.5.3.1.4 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEVIATA CON VCA-SLU

$$\left(\frac{646.5 \text{ kN}\cdot\text{m}}{M_{Rd_pil_A3_1_testa_x}} \right)^{1.5} + \left(\frac{32.6 \text{ kN}\cdot\text{m}}{M_{Rd_pil_A3_1_testa_y}} \right)^{1.5} = 0.789$$

La sezione risulta verificata rispetto le prescrizioni da normativa.

2) SEZIONE DI BASE

2.1 Armatura lungo Y

$$M_{pil_A3_1_base_x} := 1.3 \cdot (1004.1 \text{ kN}\cdot\text{m}) = 1.305 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

I valori di sforzo normale considerati con il massimo dei momenti agenti causa sisma sono il massimo ed il minimo degli N dovuta a combinazioni sismiche.

$$sN_{pil_A3_1_base_min} := 1242.8 \text{ kN}$$

$$sN_{pil_A3_1_base_max} := 1622.3 \text{ kN}$$

Considero lo sforzo normale minore.

$$x_{pil_A3_1_base_y} := x_y(sN_{pil_A3_1_base_min}) = 26.963 \cdot \text{cm}$$

$$\varepsilon_{s_{sup}} := \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{pil_A3_1_base_y}} \cdot (x_{pil_A3_1_base_y} - \delta_{pil}) = 0.293\%$$

$$A_{s_pil_A3_1_base_y_t} := A_{s_y} (M_{pil_A3_1_base_x} + s_{N_{pil_A3_1_base_min}} \cdot h_{pil_A3_1} \cdot d_{utile_pil_A3_1_y} \cdot x_{pil_A3_1_base_y}) = 3.382 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_pil_A3_1_base_y} := 7 \cdot A_{s\Phi 22} = 2.661 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

7 barre di armatura sono eccessive in 35cm di base del pilastro. Preferisco disporre le barre su due registri diversi. Sul registro più esterno mantengo 4 barre $\Phi 22$.

$$A_{s_y_registro_1} := 6 \cdot A_{s\Phi 22} = 2.281 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\delta_{pil_2} := \delta_{pil} + 6.2\text{cm} = 10.6\text{cm}$$

$$\varepsilon_{s_{sup}} := \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{pil_A3_1_base_y}} \cdot (x_{pil_A3_1_base_y} - 2\delta_{pil}) = 0.236\%$$

Verificata l'ipotesi di snervamento anche del secondo registro.

$$A_{s_y_registro_2_t} := \frac{M_{pil_A3_1_base_x} - 2f_{yd} \cdot A_{s_y_registro_1} \cdot \left(\frac{h_{pil_A3_1}}{2} - \delta_{pil} \right)}{2f_{yd} \cdot \left(\frac{h_{pil_A3_1}}{2} - 2\delta_{pil} \right)} \dots$$

$$+ \frac{\left[0.8f_{cd} \cdot b_{pil_bordo} \cdot x_{pil_A3_1_base_y} \cdot \left(\frac{h_{pil_A3_1}}{2} - 0.4x_{pil_A3_1_base_y} \right) \right]}{\left[2f_{yd} \cdot \left(\frac{h_{pil_A3_1}}{2} - 2\delta_{pil} \right) \right]}$$

$$A_{s_y_registro_2_t} = 1.256 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_y_registro_2} := 2 \cdot A_{s\Phi 22} = 760.265 \cdot \text{mm}^2$$

$$M_{Rd_pil_A3_1_base_x} := (0.8 \cdot x_{pil_A3_1_base_y} \cdot f_{cd} \cdot b_{pil_bordo}) \cdot \left(\frac{h_{pil_A3_1}}{2} - 0.4x_{pil_A3_1_base_y} \right) \dots$$

$$+ 2 \cdot f_{yd} \cdot A_{s_y_registro_1} \cdot \left(\frac{h_{pil_A3_1}}{2} - \delta_{pil} \right) \dots$$

$$+ 2f_{yd} \cdot A_{s_y_registro_2} \cdot \left(\frac{h_{pil_A3_1}}{2} - 2\delta_{pil} \right)$$

$$M_{Rd_pil_A3_1_base_x} = 1.184 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2.2 Armatura lungo X

Con una procedura più semplice, considero un progetto senza tenere conto dell'effetto benefico dello sforzo di compressione sul pilastro. Il motivo è che probabilmente in questa direzione sarà la norma ad armare il pilastro con i minimi imposti.

$$M_{pil_A3_1_base_y} := 1.3(101.3\text{kN}\cdot\text{m}) = 131.69\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A_{s_pil_A3_1_base_x_t} := \frac{M_{pil_A3_1_base_y}}{0.9 \cdot d_{utile_pil_A3_1_x} \cdot f_{yd}} = 1.222 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_pil_A3_1_base_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 22} = 1.14 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

La armatura è simmetrica.

Ricerco il valore di M resistente; preso come affondamento di tentativo:

$$x_{\text{pil_A3_1_base_x_t}} := 10 \text{ cm}$$

Given

$$sN(h_{\text{pil_A3_1}}, d_{\text{utile_pil_A3_1_x}}, x_{\text{pil_A3_1_base_x_t}}, A_{s_pil_A3_1_base_x}) = sN_{\text{pil_A3_1_base_min}}$$

$$x_{\text{pil_A3_1_base_x}} := \text{Find}(x_{\text{pil_A3_1_base_x_t}}) = 14.679 \cdot \text{cm}$$

$$M_{\text{Rd_pil_A3_1_base_y}} := M_{\text{Rd_y}}(h_{\text{pil_A3_1}}, d_{\text{utile_pil_A3_1_x}}, x_{\text{pil_A3_1_base_x_t}}, A_{s_pil_A3_1_base_x})$$

$$M_{\text{Rd_pil_A3_1_base_y}} = 429.904 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ARMATURA MINIMA E MASSIMA DEI PILASTRI

$$A_{s_pil_A3_1_base_tot} := 2 \cdot (A_{s_pil_A3_1_base_x} + A_{s_pil_A3_1_base_y}) = 7.603 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Dai dettagli costruttivi del Cap. 7:

$$A_{s_min_pil_A3_1_base} := (1\%) \cdot (b_{\text{pil_bordo}} \cdot h_{\text{pil_A3_1}}) = 2.8 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_max_pil_A3_1_base} := (4\%) \cdot (b_{\text{pil_bordo}} \cdot h_{\text{pil_A3_1}}) = 1.12 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{OK})$$

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DEVIATA

$$\left(\frac{1004.1 \text{ kN}\cdot\text{m}}{M_{\text{Rd_pil_A3_1_base_x}}} \right)^{1.5} + \left(\frac{101.3 \text{ kN}\cdot\text{m}}{M_{\text{Rd_pil_A3_1_base_y}}} \right)^{1.5} = 0.895$$

La sezione risulta verificata rispetto le prescrizioni da normativa.

2 PROGETTO ARMATURA PILASTRO A3_2

$$A_{s_A3_2_testa_y} := 4 \cdot A_{s\Phi 22} = 1.521 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_2_testa_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_2_base_y} := 4 \cdot A_{s\Phi 22} = 1.521 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_2_base_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

3 PROGETTO ARMATURA PILASTRO A3_3

$$A_{s_A3_3_testa_y} := 4 \cdot A_{s\Phi 22} = 1.521 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_3_testa_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_3_base_y} := 4 \cdot A_{s\Phi 22} = 1.521 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_3_base_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

4 PROGETTO ARMATURA PILASTRO A3_4

$$A_{s_A3_4_testa_y} := 4 \cdot A_{s\Phi 22} = 1.521 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_4_testa_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_4_base_y} := 4 \cdot A_{s\Phi 22} = 1.521 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_4_base_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

5 PROGETTO ARMATURA PILASTRO A3_5

$$A_{s_A3_5_testa_y} := 4 \cdot A_{s\Phi 22} = 1.521 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_5_testa_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_5_base_y} := 3 \cdot A_{s\Phi 22} = 1.14 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_5_base_x} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

6 PROGETTO ARMATURA PILASTRO A3_6

$$A_{s_A3_6_testa_y} := 2 \cdot A_{s\Phi 22} = 760.265 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_6_testa_x} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_6_base_y} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_6_base_x} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

7 PROGETTO ARMATURA PILASTRO A3_7

$$A_{s_A3_7_testa_y} := 2 \cdot A_{s\Phi 22} = 760.265 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_7_testa_x} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_7_base_y} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_7_base_x} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

8 PROGETTO ARMATURA PILASTRO A3_8

$$A_{s_A3_8_testa_y} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_8_testa_x} := 1 \cdot A_{s\Phi 18} = 254.469 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_8_base_y} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_A3_8_base_x} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

7.2.2 PROGETTO ARMATURA TRASVERSALE PILASTRATA A3

Il pilastro è sottoposto a taglio deviato.

Come prima avevamo scomposto la flessione deviata in due flessioni semplici, ora si scompone il taglio deviato in due tagli semplici.

Il dimensionamento delle staffe viene eseguito lungo una direzione e, poi, si verifica se nella direzione ortogonale la staffatura inserita sia sufficiente.

In tal modo si riduce il problema di taglio deviato a due tralicci di Morsch indipendenti che sfruttano le stesse staffe.

Il taglio V_{Ed} lungo le due direzioni direzione è assunto dall'involuppo, ma al fine di escludere la formazione di meccanismi di rottura inelastici nel pilastro dovuti al taglio si deve rispettare la GR del pilastro; le cds di taglio da usare per il dimensionamento delle staffe del pilastro devono tenere conto della seguente relazione:

$$V_{Ed,i} = \gamma_{Rd} (M_{Rd,i_testa} + M_{Rd,i_base}) / L_{pil}, \text{ dove } \gamma_{Rd} = 1.1 \text{ per strutture CD "B" ed i varia tra (x,y).}$$

Per valutare il taglio da GR, i valori di momento resistente sono calcolati con il programma VCA-SLU assumendo la sezione progettata sottoposta a una pressoflessione semplice con azione assiale critica, ovvero pari a quella usata per il progetto precedente.

GERARCHIA ROTTURA A FLESSIONE PILASTRO A3										
		dim.	$A_{s,y}$	$A_{s,x}$	P (kN)	$M_{Rd,x}$ (kN*m)	$M_{Rd,y}$ (kN*m)	γ_{Rd}	$V_{Ed,y}$ (kN)	$V_{Ed,x}$ (kN)
A3_1	0	35x80	6 ϕ 22+ 2 ϕ 22	3 ϕ 22	1242.8	1223	433.4	1.1	531.2	203.9
	4.4	35x80	4 ϕ 22	3 ϕ 18	1204.3	901.6	382.2			
A3_2	0	35x70	4 ϕ 22	3 ϕ 18	1000.4	735.7	359.5	1.1	505.0	246.6
	3.2	35x70	4 ϕ 22	3 ϕ 18	975.2	733.4	358			
A3_3	0	35x70	4 ϕ 22	3 ϕ 18	840.4	720.7	350	1.1	494.7	240.1
	3.2	35x70	4 ϕ 22	3 ϕ 18	818	718.5	348.6			
A3_4	0	35x60	4 ϕ 22	3 ϕ 18	684	574.1	330.1	1.1	394.1	226.5
	3.2	35x60	4 ϕ 22	3 ϕ 18	664.4	572.5	328.9			
A3_5	0	35x60	4 ϕ 22	2 ϕ 18	528.3	561.5	320.3	1.1	359.4	214.1
	3.2	35x60	3 ϕ 22	2 ϕ 18	511.5	483.9	302.4			
A3_6	0	35x50	3 ϕ 22	2 ϕ 18	372.5	335.7	245	1.1	209.0	156.1
	3.2	35x50	2 ϕ 22	2 ϕ 18	358.5	272.4	209.1			
A3_7	0	35x50	2 ϕ 22	2 ϕ 18	214.5	259	191.1	1.1	177.7	130.9
	3.2	35x50	2 ϕ 18	2 ϕ 18	203.3	257.9	189.8			
A3_8	0	35x40	2 ϕ 18	2 ϕ 18	63.4	180.2	170.1	1.1	114.0	103.3
	3.2	35x40	2 ϕ 18	ϕ 18	56.7	151.5	130.5			

Per il progetto delle staffe si sceglie di usare barre a due bracci $\Phi 8$ e si ricerca il passo per superare il taglio agente di progetto.

PROGETTO STAFFE PILASTRO A3_1

PILASTRO A3_1:

Considero il max taglio agente sul pilastro in direzione y

$$V_{Ed_A3_1_y} := 531.2 \text{ kN}$$

$$b_{pil_bordo} = 35 \cdot \text{cm} \quad d_{utile_pil_A3_1_y} = 75.6 \cdot \text{cm}$$

Considero il max taglio agente sul pilastro in direzione x

$$V_{Ed_A3_1_x} := 203.9 \text{ kN}$$

$$h_{pil_A3_1} = 80 \cdot \text{cm} \quad d_{utile_pil_A3_1_x} = 30.6 \cdot \text{cm}$$

Calcolo l'inclinazione de puntone compresso in cls rispetto all'armatura longitudinale in direzione y:

$$\theta_{\text{cls_A3_1_y}} := \frac{1}{2} \cdot \text{asin} \left[\frac{2 \cdot V_{\text{Ed_A3_1_y}}}{(0.5f_{\text{cd}}) \cdot b_{\text{pil_bordo}} \cdot 0.9d_{\text{utile_pil_A3_1_y}}} \right] = 16.41 \cdot ^\circ$$

$$\cot(\theta_{\text{cls_A3_1_y}}) := \begin{cases} \cot(\theta_{\text{cls_A3_1_y}}) & \text{if } 1 \leq \cot(\theta_{\text{cls_A3_1_y}}) \leq 2.5 \\ 2.5 & \text{if } \cot(\theta_{\text{cls_A3_1_y}}) > 2.5 \end{cases}$$

$$\cot(\theta_{\text{cls_A3_1_y}}) = 2.5$$

Calcolo l'angolo di inclinazione de puntone compresso in cls rispetto all'armatura longitudinale in direzione x

$$\theta_{\text{cls_A3_1_x}} := \frac{1}{2} \cdot \text{asin} \left[\frac{2 \cdot V_{\text{Ed_A3_1_x}}}{(0.5f_{\text{cd}}) \cdot h_{\text{pil_A3_1}} \cdot 0.9d_{\text{utile_pil_A3_1_x}}} \right] = 6.498 \cdot ^\circ$$

$$\cot(\theta_{\text{cls_A3_1_x}}) := \begin{cases} \cot(\theta_{\text{cls_A3_1_x}}) & \text{if } 1 \leq \cot(\theta_{\text{cls_A3_1_x}}) \leq 2.5 \\ 2.5 & \text{if } \cot(\theta_{\text{cls_A3_1_x}}) > 2.5 \end{cases}$$

$$\cot(\theta_{\text{cls_A3_1_x}}) = 2.5$$

Calcolo del taglio resistente massimo del puntone compresso in cls in direzione y

$$V_{\text{Rcd_A3_1}} := 0.9 \cdot d_{\text{utile_pil_A3_1_y}} \cdot b_{\text{pil_bordo}} \cdot 0.5 \cdot f_{\text{cd}} \cdot \frac{\cot(\theta_{\text{cls_A3_1_y}})}{1 + (\cot(\theta_{\text{cls_A3_1_y}}))^2} = 675.893 \cdot \text{kN}$$

Calcolo del taglio resistente massimo del puntone compresso in cls in direzione x

$$V_{\text{Rcd_A3_1_x}} := 0.9 \cdot d_{\text{utile_pil_A3_1_x}} \cdot h_{\text{pil_A3_1}} \cdot 0.5 \cdot f_{\text{cd}} \cdot \frac{\cot(\theta_{\text{cls_A3_1_x}})}{1 + (\cot(\theta_{\text{cls_A3_1_x}}))^2} = 625.316 \cdot \text{kN}$$

Progetta le staffe di armatura per completare il traliccio: scelgo di usare una staffa $\Phi 8$.

Nelle parti oltre la zona critica metto 3 bracci

$$n_{\text{b_A3_1_y}} := 4$$

$$\Phi_{\text{staffa_A3_1}} := 8 \text{ mm}$$

$$A_{\text{sw_A3_1_y}} := n_{\text{b_A3_1_y}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{\text{staffa_A3_1}}}{2} \right)^2 = 201.062 \cdot \text{mm}^2$$

$$p_{\text{staffa_A3_1_teorico_y}} := \frac{0.9 \cdot d_{\text{utile_pil_A3_1_y}} \cdot f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{sw_A3_1_y}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_A3_1_y}})}{V_{\text{Ed_A3_1_y}}} = 25.194 \cdot \text{cm}$$

$$n_{\text{b_A3_1_x}} := 4$$

$$\Phi_{\text{staffa_A3_1}} = 8 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{sw_A3_1_x}} := n_{\text{b_A3_1_x}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{\text{staffa_A3_1}}}{2} \right)^2 = 201.062 \cdot \text{mm}^2$$

$$p_{\text{staffa_A3_1_teorico_x}} := \frac{0.9 \cdot d_{\text{utile_pil_A3_1_x}} \cdot f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{sw_A3_1_x}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_A3_1_x}})}{V_{\text{Ed_A3_1_x}}} = 26.566 \cdot \text{cm}$$

$$P_{staffa_A3_1_20cm} := 20cm$$

$$V_{Rsd_A3_1_base_15cm_y} := 0.9 \cdot d_{utile_pil_A3_1_y} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{sw_A3_1_y}}{P_{staffa_A3_1_20cm}} \cdot \cot(\theta_{cls_A3_1_y}) = 669.143 \cdot kN$$

$$V_{Rsd_A3_1_base_15cm_x} := 0.9 \cdot d_{utile_pil_A3_1_x} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{sw_A3_1_x}}{P_{staffa_A3_1_20cm}} \cdot \cot(\theta_{cls_A3_1_x}) = 270.844 \cdot kN$$

Dispongo staffe **Φ8 con passo 20 cm a 4 bracci** sia in direzione x che y.

STAFFE IN ZONE CRITICHE

Per zona critica del pilastro si intende:

$$l_{zona_critica_A3_1} := \max\left(h_{pil_A3_1}, \frac{1}{6}H_1, 45cm\right) = 0.8 m$$

Nelle zone critiche la NTC'08 richiede almeno una legatura ogni 2 barre longitudinali.

ZONA CRITICA DI BASE

$$n_{b_A3_1_zona_critica_base} := 4$$

$$A_{sw_A3_1_zona_critica_base_y} := n_{b_A3_1_zona_critica_base} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{staffa_A3_1}}{2}\right)^2 = 201.062 \cdot mm^2$$

$$P_{staffa_A3_1_zona_critica_base_teorico} = 25.194 cm$$

$$n_{b_A3_1_zona_critica_base_x} := 5$$

$$A_{sw_A3_1_zona_critica_base_x} := n_{b_A3_1_zona_critica_base_x} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{staffa_A3_1}}{2}\right)^2 = 251.327 \cdot mm^2$$

$$P_{staffa_A3_1_zona_critica_base_teorico_x} = 33.208 cm$$

Passo massimo da 7.4.6.2.2 di NTC'08:

$$b_{st_y} := b_{pil_bordo} - 2\delta_{pil} = 0.262 m$$

$$s_{max_A3_1_zona_critica_base_y} := \min\left(\frac{A_{sw_A3_1_zona_critica_base_y} \cdot f_{yd}}{0.08 \cdot f_{cd} \cdot b_{st_y}}, 0.5 \cdot b_{pil_bordo}, 8 \cdot \Phi_{22}, 175mm\right)$$

$$s_{max_A3_1_zona_critica_base_y} = 17.5 cm$$

$$b_{st_x} := h_{pil_A3_1} - 2\delta_{pil} = 0.712 m$$

$$s_{max_A3_1_zona_critica_base_x} := \min\left(\frac{A_{sw_A3_1_zona_critica_base_x} \cdot f_{yd}}{0.08 \cdot f_{cd} \cdot b_{st_x}}, 0.5 \cdot b_{pil_bordo}, 8 \cdot \Phi_{22}, 175mm\right)$$

$$s_{max_A3_1_zona_critica_base_x} = 10.488 cm$$

Nella zona critica di base dispongo staffe **Φ8 a 4 bracci con passo 10 cm**.

ZONA CRITICA DI TESTA

$$n_{b_A3_1_zona_critica_testa} := 3$$

$$A_{sw_A3_1_zona_critica_testa_y} := n_{b_A3_1_zona_critica_testa} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{staffa_A3_1}}{2} \right)^2 = 150.796 \cdot \text{mm}^2$$

$$P_{staffa_A3_1_zona_critica_testa_teorico} = 18.895 \text{ cm}$$

$$n_{b_A3_1_zona_critica_testa_x} := 5$$

$$A_{sw_A3_1_zona_critica_testa_x} := n_{b_A3_1_zona_critica_testa_x} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{staffa_A3_1}}{2} \right)^2 = 251.327 \cdot \text{mm}^2$$

$$P_{staffa_A3_1_zona_critica_testa_teorico_x} = 33.208 \text{ cm}$$

Passo massimo da 7.4.6.2.2 di NTC'08:

$$s_{max_A3_1_zona_critica_testa_y} := \min \left(\frac{A_{sw_A3_1_zona_critica_testa_y} \cdot f_{yd}}{0.08 \cdot f_{cd} \cdot b_{st_y}}, 0.5 \cdot b_{pil_bordo}, 8 \cdot \Phi_{22}, 175 \text{ mm} \right)$$

$$s_{max_A3_1_zona_critica_testa_y} = 17.102 \text{ cm}$$

$$s_{max_A3_1_zona_testa_base_x} := \min \left(\frac{A_{sw_A3_1_zona_critica_testa_x} \cdot f_{yd}}{0.08 \cdot f_{cd} \cdot b_{st_x}}, 0.5 \cdot b_{pil_bordo}, 8 \cdot \Phi_{22}, 175 \text{ mm} \right)$$

$$s_{max_A3_1_zona_testa_base_x} = 10.488 \text{ cm}$$

Nella zona critica di testa dispongo staffe **Φ8 a 4 bracci con passo 10 cm**.

STAFFE AL NODO DI BASE

Nodo trave-pilastro da 7.4.6.2.3 di NTC'08: Il nodo è non confinato, quindi si deve usare una staffatura almeno pari a quella maggiore alle zone prossime al nodo.

Il passo deve comunque essere superiore a:

$$b_{j_y} := 35 \text{ cm}$$

$$b_{j_x} := 35 \text{ cm}$$

$$i_{staffe_nodo_base_A3_1_y} := \left(\frac{n_{b_A3_1_zona_critica_base} \cdot A_{sw_A3_1_zona_critica_base_y} \cdot f_{yk}}{b_{j_y} \cdot f_{ck} \cdot 0.05} \right) = 71.19 \cdot \text{cm}$$

$$i_{staffe_nodo_base_A3_1_x} := \left(\frac{n_{b_A3_1_zona_critica_base_x} \cdot A_{sw_A3_1_zona_critica_base_x} \cdot f_{yk}}{b_{j_x} \cdot f_{ck} \cdot 0.05} \right) = 111.234 \cdot \text{cm}$$

Dispongo staffe **Φ8 a 4 bracci con passo 10 cm** nella direzione y e staffe **Φ8 a 5 bracci con passo 10 cm** nella direzione x.

7.3 PROGETTO ARMATURA PILASTRATA B3

RICERCA DELLE CDS DI PROGETTO PER LA PILASTRATA B3

Il pilastro B3 è sottoposto a pressoflessione deviata ($N_{Ed}; M_{Ed}$).

Prendo in considerazione tre casi critici:

- 1) Due casi sismici critici, ovvero ricerca M_{Ed} come massimo momento che agisce sulle sezioni estremali dei pilastri dall'involuppo. Per il valore di N_{Ed} si fa riferimento al max dato dalle combo sismiche.
- 2) Caso critico da SLU, ovvero ricerca la N_{Ed} massima e gli associa il valore M_{Ed} massimo fornito dagli SLU.

COMBO SISMICA					
Frame	Station	P_{min}	P_{max}	M2	M3
Text	m	KN	KN	KN-m	KN-m
B3_1	0	-1673.7	-1643.8	178.7	169.6
B3_1	4.4	-1646.2	-1616.3	20.4	31.3
B3_2	0	-1432.4	-1407.9	110.5	90.9
B3_2	3.2	-1412.4	-1387.9	60.9	60.5
B3_3	0	-1202.7	-1178.7	100.0	81.2
B3_3	3.2	-1182.7	-1158.7	101.8	89.3
B3_4	0	-972.6	-950.4	59.2	48.7
B3_4	3.2	-959.8	-937.6	71.2	60.7
B3_5	0	-749.8	-731.3	75.0	63.2
B3_5	3.2	-737.0	-718.5	90.4	76.6
B3_6	0	-528.7	-511.0	35.5	30.4
B3_6	3.2	-521.5	-503.8	45.8	38.7
B3_7	0	-315.1	-296.5	39.1	38.5
B3_7	3.2	-307.9	-289.3	49.8	45.9
B3_8	0	-101.5	-80.0	21.5	23.0
B3_8	1.92	-97.2	-75.7	10.9	17.8

COMBO SLU				
Frame	Station	P	M_{max2}	M_{max3}
Text	m	KN	KN-m	KN-m
B3_1	0	2655.5	117.7	79.5
B3_1	4.4	2619.7	16.9	19.9
B3_2	0	2277.6	66.8	43.7
B3_2	3.2	2251.6	42.7	34.9
B3_3	0	1912.6	56.4	36.8
B3_3	3.2	1886.6	63.7	45.6
B3_4	0	1547.7	32.1	22.1
B3_4	3.2	1531.1	42.8	30.0
B3_5	0	1193.7	40.3	29.8
B3_5	3.2	1177.0	50.8	37.2
B3_6	0	840.2	18.1	14.2
B3_6	3.2	830.8	24.5	18.8
B3_7	0	506.7	20.0	18.0
B3_7	3.2	497.4	25.8	19.9
B3_8	0	182.0	14.6	15.2
B3_8	1.92	176.4	7.7	14.0

Considerazione sul nodo: si prevede che le barre presenti alla testa di un pilastro siano prolungate in modo da armare anche la base del pilastro superiore; scelgo come cds di progetto quelle della base del pilastro del piano superiore e poi con VCA SLU verifico se, con pari armatura, è verificata anche la testa del pilastro inferiore,

7.3.1 PROGETTO ARMATURA LONGITUDINALE PILASTRATA B3

Il progetto dell'armatura dei pilastri viene realizzato calcolando per le sezioni estremali l'armatura necessaria al fine di superare la pressoflessione deviata caratterizzata dai momenti flettenti prima elencati (M_{xd} ; M_{yd}) e dallo sforzo normale fornito dal massimo e minimo degli involuppi.

Le barre di armature usate per la pilastriata sono tonidni $\Phi 18$.

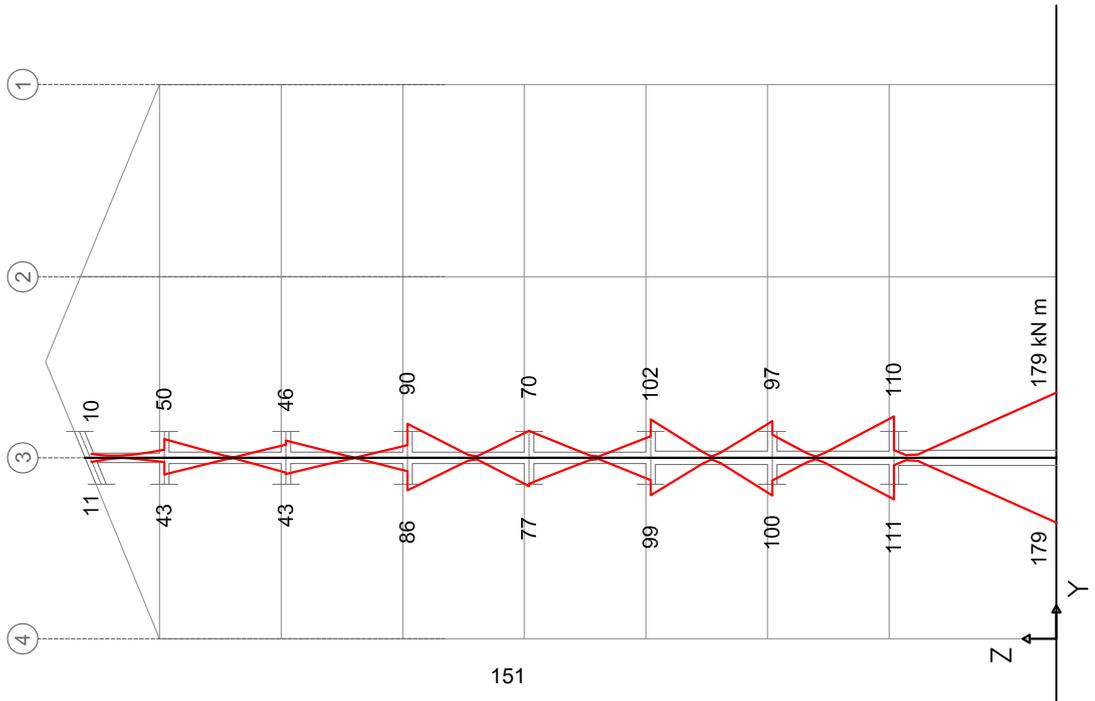
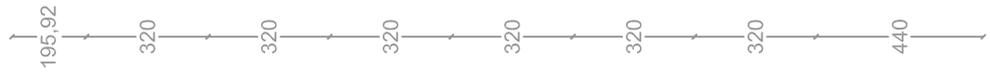
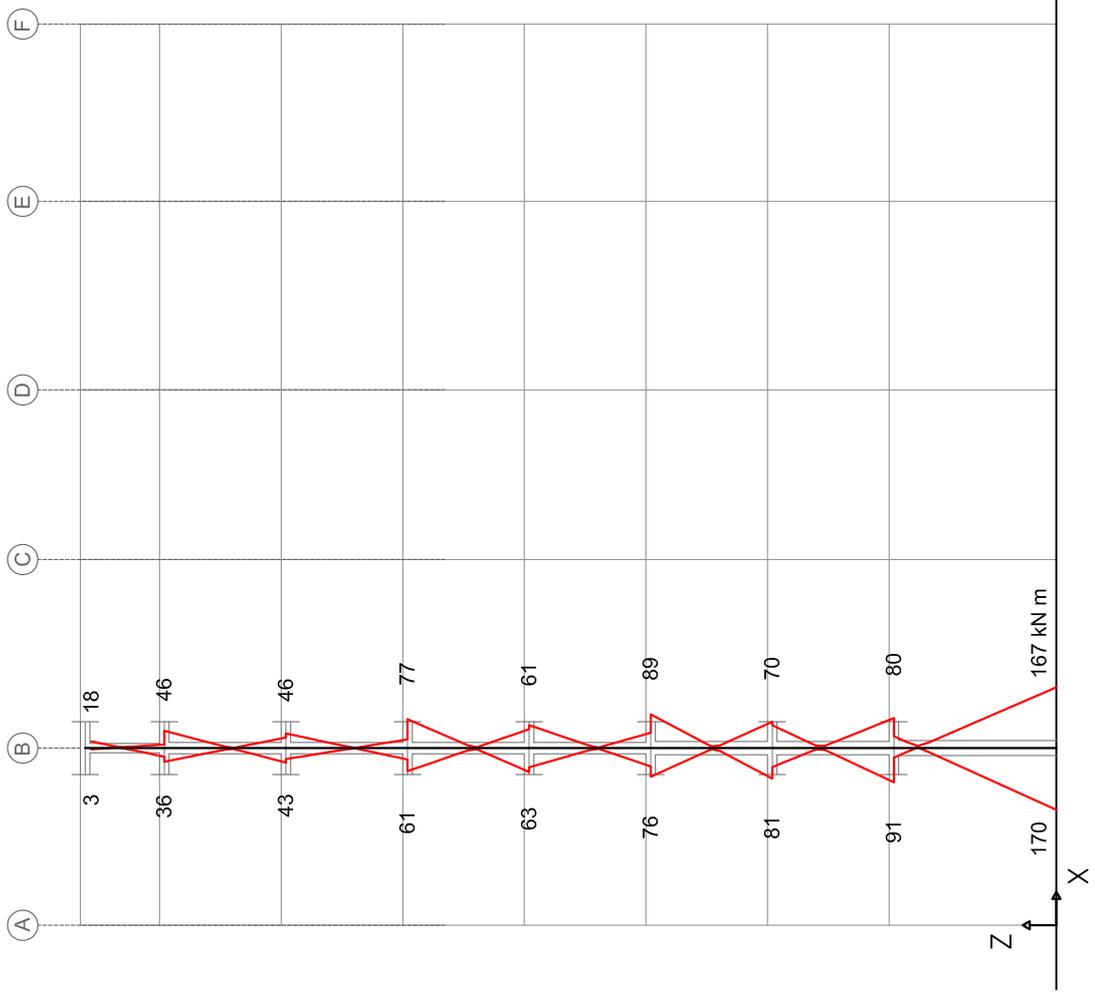
$$\Phi_{18} := 18\text{mm}$$

$$A_{s\Phi 18} := \pi \cdot \frac{\Phi_{18}^2}{4} = 254.469 \cdot \text{mm}^2$$

L'ancoraggio del ferro viene valutato come 30Φ , ovvero 55cm.

Per il calcolo mi serve considerare il baricentro dell'armatura longitudinale; considerando la presenza di staffe, ovvero ferri piegati da 8mm, e di usare barre longitudinali da 18mm:

$$\delta = \delta_{nom} + \Phi_{8mm} + (\Phi_{22mm})/2 = 2,5\text{cm} + 0.8\text{cm} + 1,1\text{cm} = 4,4\text{cm}$$



$$\delta_{pil} := 4.4\text{cm}$$

Come definito in 7.4.4.2.2, la presso-flessione deviata può essere disaccoppiata in due presso-flessioni semplici lungo le direzioni principali se si assume che i valori $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ ridotti del 30% verifichino ancora la relazione data in 4.1.2.1.2:

$$(M_{Ed,x}/M_{Rd,x})^\alpha + (M_{Ed,y}/M_{Rd,y})^\alpha < 1, \text{ assumendo } \alpha=2 \text{ da studi sperimentali.}$$

SEMPLIFICAZIONE: in entrambe le analisi a presso-flessione semplice considero che la sezione sia armata in modo simmetrico.

Le formule che uso sono:

$$\chi(x) := \frac{\varepsilon_{cu}}{x}$$

$$\varepsilon(x, y) := \chi(x) \cdot y$$

$$sN(x, A_s, l_{pil}, d) := \left(\int_0^x \sigma_{cls}(\varepsilon(x, y)) dy \right) \cdot l_{pil} + A_s \cdot (\sigma_s(\varepsilon(x, x - \delta_{pil})) + \sigma_s(\varepsilon(x, x - d)))$$

$$M(x, A_s, l_{pil}, d, sN) := \left(\int_0^x \sigma_{cls}(\varepsilon(x, y)) \cdot y dy \right) \cdot l_{pil} \dots$$

$$+ A_s \cdot [\sigma_s(\varepsilon(x, x - \delta_{pil})) \cdot (x - \delta_{pil}) + \sigma_s(\varepsilon(x, x - d)) \cdot (x - d)] - sN \cdot \left(x - \frac{l_{pil}}{2} \right)$$

7.3.1.1 PROGETTO ARMATURA ALLA BASE DEL PILASTRO B3_1

$$l_{pil_B3_1} := 40\text{cm}$$

$$d_{utile_pil_B3_1} := l_{pil_B3_1} - \delta_{pil} = 35.6 \cdot \text{cm}$$

Per l'armatura lungo y:

$$M_{pil_B3_1_base_x} := 178.7\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$sN_{pil_B3_1_base} := 1673.7\text{kN}$$

$$A_{s_pil_B3_1_base_y} := 6 \cdot A_{s\Phi 18} = 1.527 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$x_{pil_B3_1_base_t} := l_{pil_B3_1}$$

Given

$$sN(x_{pil_B3_1_base_t}, A_{s_pil_B3_1_base_y}, l_{pil_B3_1}, d_{utile_pil_B3_1}) = sN_{pil_B3_1_base}$$

$$x_{pil_B3_1_base_y} := \text{Find}(x_{pil_B3_1_base_t}) = 26.949 \cdot \text{cm}$$

$$M_{Rd_B3_1_base_x} := M(x_{pil_B3_1_base_y}, A_{s_pil_B3_1_base_y}, l_{pil_B3_1}, d_{utile_pil_B3_1}, sN_{pil_B3_1_base})$$

$$M_{Rd_B3_1_base_x} = 275.669 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$0.7 \cdot M_{Rd_B3_1_base_x} = 192.968 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Armatura lungo x:

$$M_{\text{pil_B3_1_base_y}} := 169.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_{\text{s_pil_B3_1_base_x}} := 6 \cdot A_{\text{s}\Phi 18} = 1.527 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Given

$$sN(x_{\text{pil_B3_1_base_t}}, A_{\text{s_pil_B3_1_base_x}}, l_{\text{pil_B3_1}}, d_{\text{utile_pil_B3_1}}) = sN_{\text{pil_B3_1_base}}$$

$$x_{\text{pil_B3_1_base_x}} := \text{Find}(x_{\text{pil_B3_1_base_t}}) = 26.949 \cdot \text{cm}$$

$$M_{\text{Rd_B3_1_base_y}} := M(x_{\text{pil_B3_1_base_x}}, A_{\text{s_pil_B3_1_base_x}}, l_{\text{pil_B3_1}}, d_{\text{utile_pil_B3_1}}, sN_{\text{pil_B3_1_base}})$$

$$M_{\text{Rd_B3_1_base_y}} = 275.669 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$0.7 \cdot M_{\text{Rd_B3_1_base_y}} = 192.968 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\left(\frac{M_{\text{pil_B3_1_base_x}}}{0.9 M_{\text{Rd_B3_1_base_x}}} \right)^2 + \left(\frac{M_{\text{pil_B3_1_base_y}}}{0.9 M_{\text{Rd_B3_1_base_y}}} \right)^2 = 0.986$$

ARMATURA MINIMA E MASSIMA DEI PILASTRI

$$A_{\text{s_pil_B3_1_base}} := 2 \cdot (A_{\text{s_pil_B3_1_base_x}} + A_{\text{s_pil_B3_1_base_y}} - 2A_{\text{s}\Phi 18}) = 5.089 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

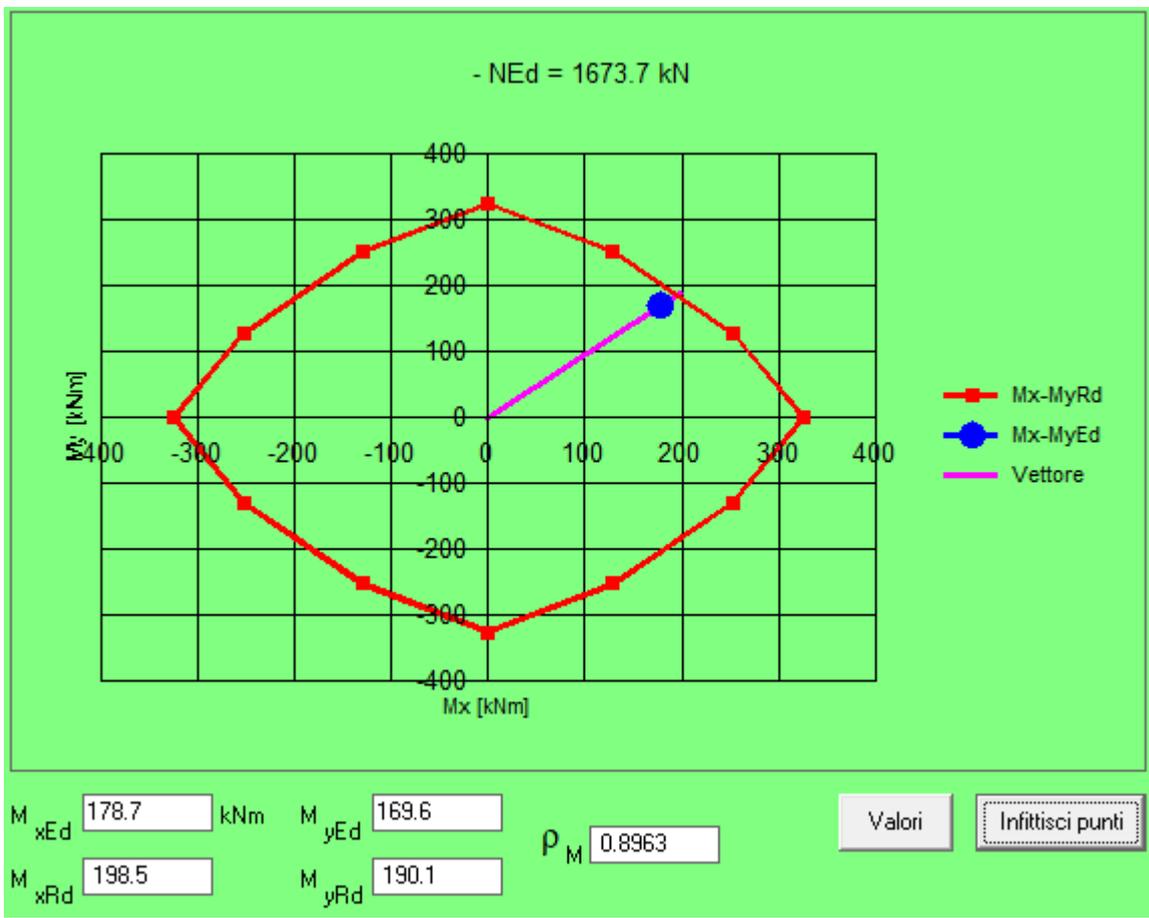
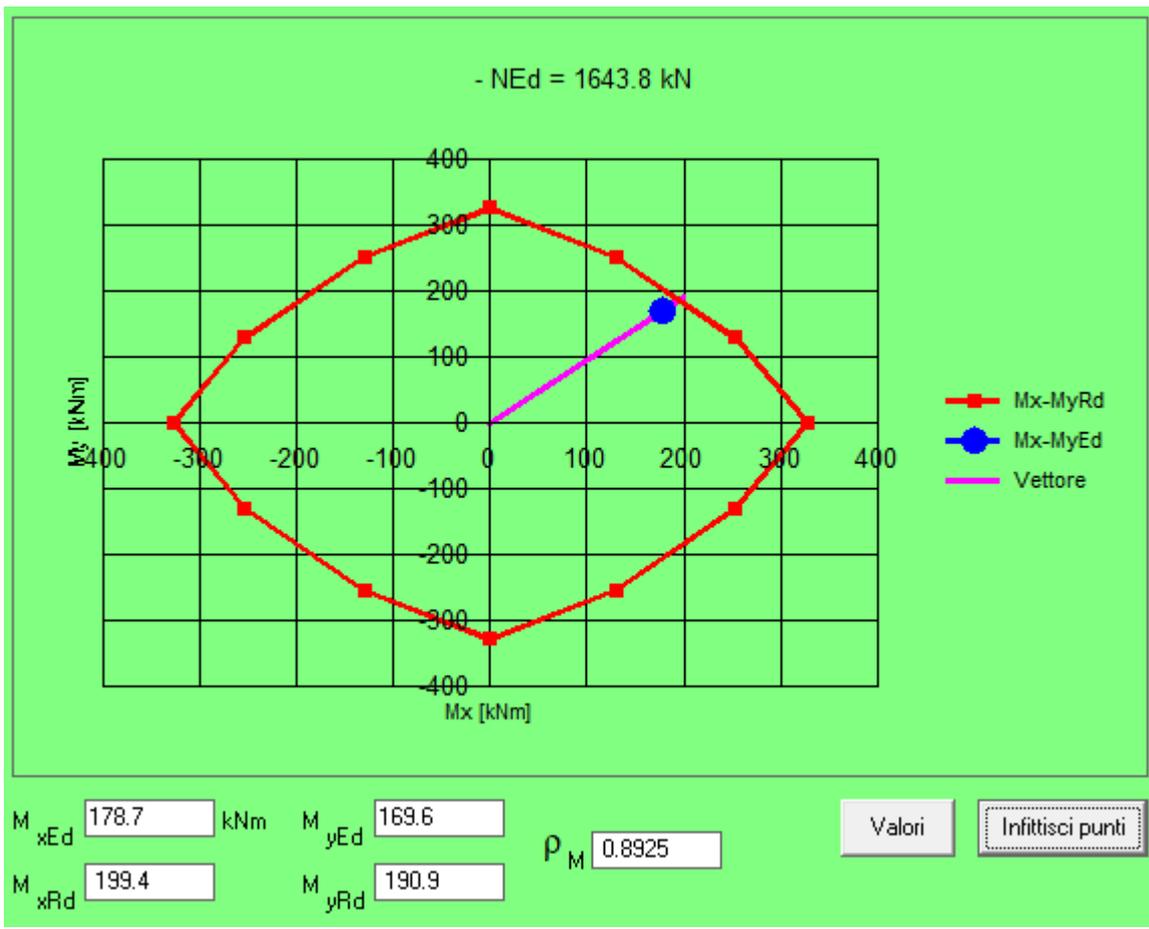
Dai dettagli costruttivi del Cap. 7:

$$A_{\text{s_min_pil_B3_1_base}} := (1\%) \cdot (l_{\text{pil_B3_1}}^2) = 1.6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

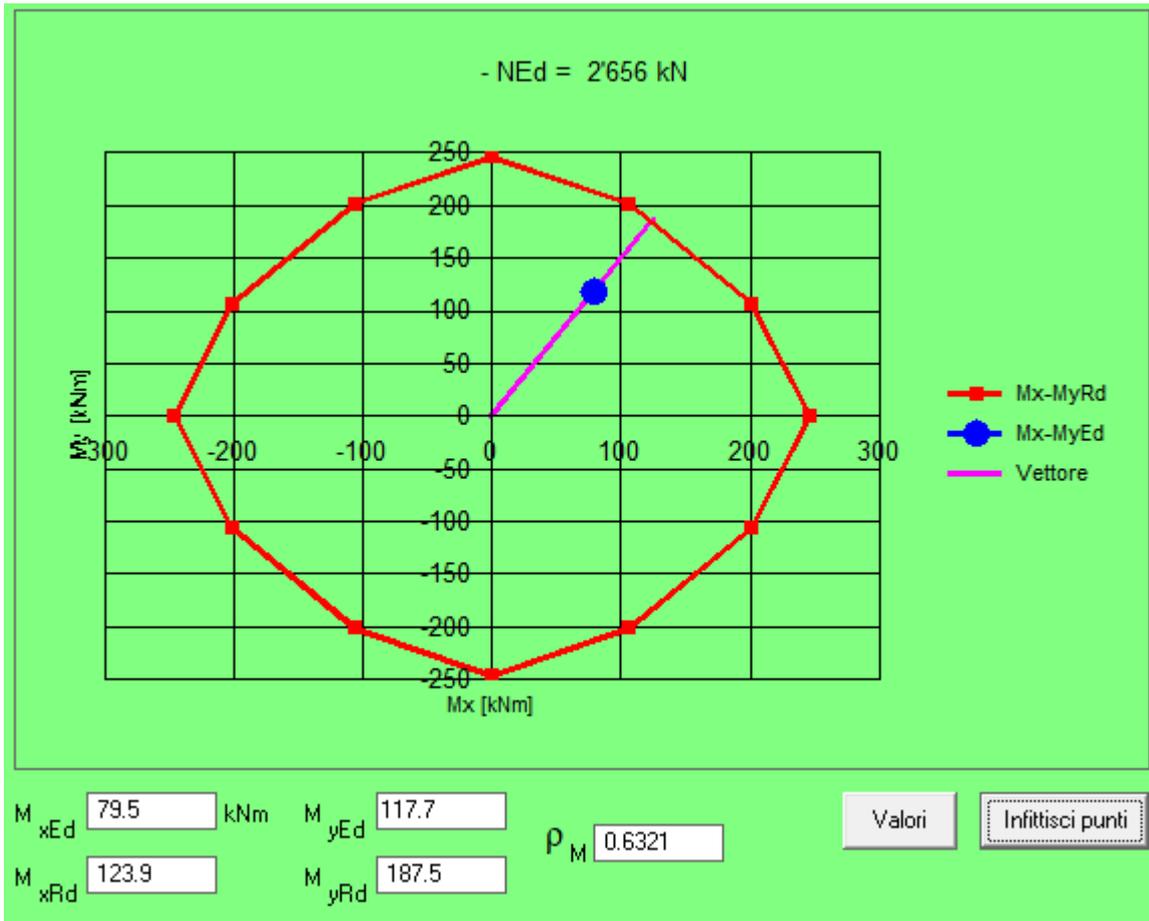
$$A_{\text{s_max_pil_B3_1_base}} := (4\%) \cdot (l_{\text{pil_B3_1}}^2) = 6.4 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Con il programma **VCA SLU** si è infine provveduto a verificare che la sezione resista alla pressoflessione deviata di tutte e 3 le combinazioni critiche elencate in tabella.

COMBINAZIONI SISMICHE CRITICHE:



COMBINAZIONE IN SLU CRITICA:



7.3.1.2 PROGETTO ARMATURA ALLA BASE DEL PILASTRO B3_2

$$A_{s_B3_2_base_y} := 5 \cdot A_{s\Phi 18} = 1.272 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_B3_2_base_x} := 4 \cdot A_{s\Phi 18} = 1.018 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

7.3.1.3 PROGETTO ARMATURA ALLA BASE DEL PILASTRO B3_3

$$A_{s_B3_3_base_y} := 4 \cdot A_{s\Phi 18} = 1.018 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_B3_3_base_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

7.3.1.4 PROGETTO ARMATURA IN TESTA AL PILASTRO B3_3

$$A_{s_B3_3_testa_y} := 4 \cdot A_{s\Phi 18} = 1.018 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_B3_3_testa_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

7.3.1.5 PROGETTO ARMATURA IN TESTA AL PILASTRO B3_4

$$A_{s_B3_4_testa_y} := 4 \cdot A_{s\Phi 18} = 1.018 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_B3_4_testa_x} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

7.3.1.6 PROGETTO ARMATURA IN TESTA AL PILASTRO B3_5

$$A_{s_B3_5_testa_y} := 5 \cdot A_{s\Phi 18} = 1.272 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_B3_5_testa_x} := 4 \cdot A_{s\Phi 18} = 1.018 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

7.3.1.7 PROGETTO ARMATURA IN TESTA AL PILASTRO B3_6

$$A_{s_B3_6_testa_y} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_B3_6_testa_x} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

7.3.1.8 PROGETTO ARMATURA IN TESTA AL PILASTRO B3_7

$$A_{s_B3_7_testa_y} := 3 \cdot A_{s\Phi 18} = 763.407 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_B3_7_testa_x} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

7.3.1.9 PROGETTO ARMATURA IN TESTA AL PILASTRO B3_8

$$A_{s_B3_8_testa_y} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s_B3_8_testa_x} := 2 \cdot A_{s\Phi 18} = 508.938 \cdot \text{mm}^2$$

7.3.2 GERARCHIA DELLE RESISTENZE TRAVE-PILASTRO

Il criterio delle GR è un criterio di tipo piano, cioè posso disaccoppiare le due direzioni x ed y trascurando il piccolo contributo dei momenti torcenti offerti dalla trave ortogonale al piano studiato.

Per ogni direzione si deve proteggere il pilastro dalla plasticizzazione prematura in ogni suo nodo.

In questa esercitazione l'unica trave nota che incontra il pilastro B3 è la trave a spessore 3 passante a quota 4.4m dal terreno.

L'analisi della GR si riduce, quindi, ad una verifica lungo la sola direzione y (direzione della trave 3) per il nodo a quota 4.4m del pilastro B3.

La resistenza del pilastro deve essere maggiore della resistenza delle travi aumentata di un coefficiente

$\gamma_{Rd}=1.1$ per strutture CD B.

In quanto si parla di plasticizzazione, il calcolo è relativo a momenti di primo snervamento.

$$\Sigma My_{pil} > \gamma_{Rd} * \Sigma My_{travi}$$

$$\gamma_{Rd_pilastri} := 1.1$$

Acquisite le cds dovute alle azioni "sismiche tipo", si è verificato per prima cosa che i momenti del pilastro inferiore e quelli del pilastro superiore al nodo (nelle due direzioni di provenienza del sisma) siano concordi come richiede l'applicazione della formula di normativa.

Successivamente si sono calcolate le sommatorie dei momenti di primo snervamento delle travi convergenti nel nodo in modo indipendente per le due direzioni.

$M_{y_{travi_y}}$ momenti di primo snervamento per la trave a spessore 3 in direzione y:

$$M_{y_neg_trave_3_nodo_B_PT} := 47.8\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y_pos_trave_3_nodo_B_PT} := 30.9\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{GR_x} := \gamma_{Rd_pilastri} * (M_{y_neg_trave_3_nodo_B_PT} + M_{y_pos_trave_3_nodo_B_PT}) = 86.57\text{kN}\cdot\text{m}$$

Anche se non conosco la trave a spessore B che arriva nel nodo ortogonalmente a 3, considero un momento dalla GR lungo la y pari a quello lungo la x.

$$M_{GR_y} := M_{GR_x} = 86.57\text{kN}\cdot\text{m}$$

A questo punto è sorto il problema di come suddividere in maniera opportuna tra il pilastro superiore e quello inferiore il momento resistente dovuto alle travi.

Si è scelto di suddividere tale momento in base alla proporzione dei momenti sollecitanti portati dai pilastri secondo il calcolo, considerando gli effetti delle forze statiche calcolate con analisi statica lineare.

Tra tutte le combinazioni si sono scelte quelle maggiormente critiche; le combinazioni evidenziate sono quelle che potrebbero provocare crisi del pilastro e per l'analisi della gerarchia delle resistenze si andranno a studiare solo quegli 8 casi critici.

Da queste combinazioni più critiche si sono estratte le percentuali della sommatoria dei momenti che convogliano sui pilastri convergenti nel nodo.

% DI MOMENTO DALLA GR							
Frame	Station	OutputCase	P	M2	M3	M2	M3
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	%	%
B3_1	4.4	1.Ex(+0.05)+0.3*Ey(+0.05)	-1645.9	-5.3	-24.7	0.14	0.24
B3_2	0		-1432.0	32.6	77.2	0.86	0.76
B3_1	4.4	2.Ex(+0.05)-0.3*Ey(+0.05)	-1640.8	5.1	-24.4	0.16	0.24
B3_2	0		-1426.9	-25.9	76.0	0.84	0.76
B3_1	4.4	3.Ex(+0.05)+0.3*Ey(-0.05)	-1646.2	-6.0	-24.4	0.14	0.24
B3_2	0		-1432.3	36.1	76.0	0.86	0.76
B3_1	4.4	4.Ex(+0.05)-0.3*Ey(-0.05)	-1640.4	5.8	-24.7	0.17	0.24
B3_2	0		-1426.6	-29.3	77.2	0.83	0.76
B3_1	4.4	5.-Ex(+0.05)+0.3*Ey(+0.05)	-1621.7	-4.3	30.4	0.15	0.26
B3_2	0		-1413.3	25.2	-87.2	0.85	0.74
B3_1	4.4	6.-Ex(+0.05)-0.3*Ey(+0.05)	-1616.6	6.0	30.7	0.15	0.26
B3_2	0		-1408.3	-33.3	-88.4	0.85	0.74
B3_1	4.4	7.-Ex(+0.05)+0.3*Ey(-0.05)	-1622.0	-5.1	30.7	0.15	0.26
B3_2	0		-1413.7	28.6	-88.4	0.85	0.74
B3_1	4.4	8.-Ex(+0.05)-0.3*Ey(-0.05)	-1616.3	6.8	30.4	0.16	0.26
B3_2	0		-1408.0	-36.8	-87.2	0.84	0.74
B3_1	4.4	9.Ex(-0.05)+0.3*Ey(+0.05)	-1645.2	-3.8	-25.3	0.13	0.24
B3_2	0		-1431.3	25.6	79.7	0.87	0.76
B3_1	4.4	10.Ex(-0.05)-0.3*Ey(+0.05)	-1640.1	6.6	-25.0	0.17	0.24
B3_2	0		-1426.2	-33.0	78.5	0.83	0.76
B3_1	4.4	11.Ex(-0.05)+0.3*Ey(-0.05)	-1645.6	-4.5	-25.0	0.13	0.24
B3_2	0		-1431.6	29.0	78.5	0.87	0.76
B3_1	4.4	12.Ex(-0.05)-0.3*Ey(-0.05)	-1639.8	7.3	-25.3	0.17	0.24
B3_2	0		-1425.9	-36.4	79.7	0.83	0.76
B3_1	4.4	13.-Ex(-0.05)+0.3*Ey(+0.05)	-1622.3	-5.8	31.0	0.15	0.26
B3_2	0		-1414.0	32.3	-89.6	0.85	0.74
B3_1	4.4	14.-Ex(-0.05)-0.3*Ey(+0.05)	-1617.2	4.5	31.3	0.15	0.26
B3_2	0		-1409.0	-26.3	-90.9	0.85	0.74
B3_1	4.4	15.-Ex(-0.05)+0.3*Ey(-0.05)	-1622.6	-6.6	31.3	0.16	0.26
B3_2	0		-1414.4	35.7	-90.9	0.84	0.74
B3_1	4.4	16.-Ex(-0.05)-0.3*Ey(-0.05)	-1616.9	5.3	31.0	0.15	0.26
B3_2	0		-1408.7	-29.7	-89.7	0.85	0.74
B3_1	4.4	17.Ey(+0.05)+0.3*Ex(+0.05)	-1643.4	-17.0	-5.7	0.15	0.21
B3_2	0		-1431.3	98.3	21.1	0.85	0.79
B3_1	4.4	18.Ey(+0.05)-0.3*Ex(+0.05)	-1636.1	-16.7	10.8	0.15	0.28
B3_2	0		-1425.7	96.1	-28.2	0.85	0.72
B3_1	4.4	19.Ey(+0.05)+0.3*Ex(-0.05)	-1643.2	-16.6	-5.9	0.15	0.21
B3_2	0		-1431.1	96.2	21.9	0.85	0.79
B3_1	4.4	20.Ey(+0.05)-0.3*Ex(-0.05)	-1636.3	-17.2	11.0	0.15	0.28
B3_2	0		-1425.9	98.2	-28.9	0.85	0.72
B3_1	4.4	21.-Ey(+0.05)+0.3*Ex(+0.05)	-1626.3	17.5	-4.7	0.15	0.22
B3_2	0		-1414.6	-96.8	17.0	0.85	0.78

% DI MOMENTO DALLA GR							
Frame	Station	OutputCase	P	M2	M3	M2	M3
Text	m	Text	KN	KN-m	KN-m	%	%
B3_1	4.4	22.-Ey(+0.05)-0.3*Ex(+0.05)	-1619.0	17.8	11.8	0.15	0.27
B3_2	0		-1409.0	-99.0	-32.3	0.85	0.73
B3_1	4.4	23.-Ey(+0.05)+0.3*Ex(-0.05)	-1626.1	17.9	-4.9	0.15	0.22
B3_2	0		-1414.4	-98.9	17.8	0.85	0.78
B3_1	4.4	24.-Ey(+0.05)-0.3*Ex(-0.05)	-1619.2	17.3	12.0	0.15	0.27
B3_2	0		-1409.2	-96.9	-33.0	0.85	0.73
B3_1	4.4	25.Ey(-0.05)+0.3*Ex(+0.05)	-1644.4	-19.5	-4.8	0.15	0.22
B3_2	0		-1432.4	109.8	17.1	0.85	0.78
B3_1	4.4	26.Ey(-0.05)-0.3*Ex(+0.05)	-1637.2	-19.2	11.8	0.15	0.27
B3_2	0		-1426.8	107.6	-32.2	0.85	0.73
B3_1	4.4	27.Ey(-0.05)+0.3*Ex(-0.05)	-1644.2	-19.1	-4.9	0.15	0.22
B3_2	0		-1432.2	107.7	17.8	0.85	0.78
B3_1	4.4	28.Ey(-0.05)-0.3*Ex(-0.05)	-1637.4	-19.7	11.9	0.15	0.27
B3_2	0		-1427.0	109.7	-33.0	0.85	0.73
B3_1	4.4	29.-Ey(-0.05)+0.3*Ex(+0.05)	-1625.3	20.0	-5.7	0.16	0.21
B3_2	0		-1413.4	-108.3	21.1	0.84	0.79
B3_1	4.4	30.-Ey(-0.05)-0.3*Ex(+0.05)	-1618.0	20.2	10.8	0.15	0.28
B3_2	0		-1407.9	-110.5	-28.2	0.85	0.72
B3_1	4.4	31.-Ey(-0.05)+0.3*Ex(-0.05)	-1625.1	20.4	-5.9	0.16	0.21
B3_2	0		-1413.2	-110.4	21.8	0.84	0.79
B3_1	4.4	32.-Ey(-0.05)-0.3*Ex(-0.05)	-1618.2	19.8	11.0	0.15	0.28
B3_2	0		-1408.1	-108.4	-29.0	0.85	0.72
B3_1	4.4					0.17	0.28
B3_2	0					0.87	0.79

Il momento dalla GR si spartisce quindi in tal modo tra le due sezioni del nodo rappresentanti i pilastri:

1) per la sezione di testa del PT (40x40 cm² con armatura 5Φ18 lungo y e 4Φ18 lungo x)

$$N_{\min_B3_1_testa} := 1616.2\text{kN}$$

$$N_{\max_B3_1_testa} := 1646.2\text{kN}$$

$$M_{GR_B3_1_testa_x} := (17\%)\cdot M_{GR_x} = 14.717\cdot\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{GR_B3_1_testa_y} := (28\%)\cdot M_{GR_y} = 24.24\cdot\text{kN}\cdot\text{m}$$

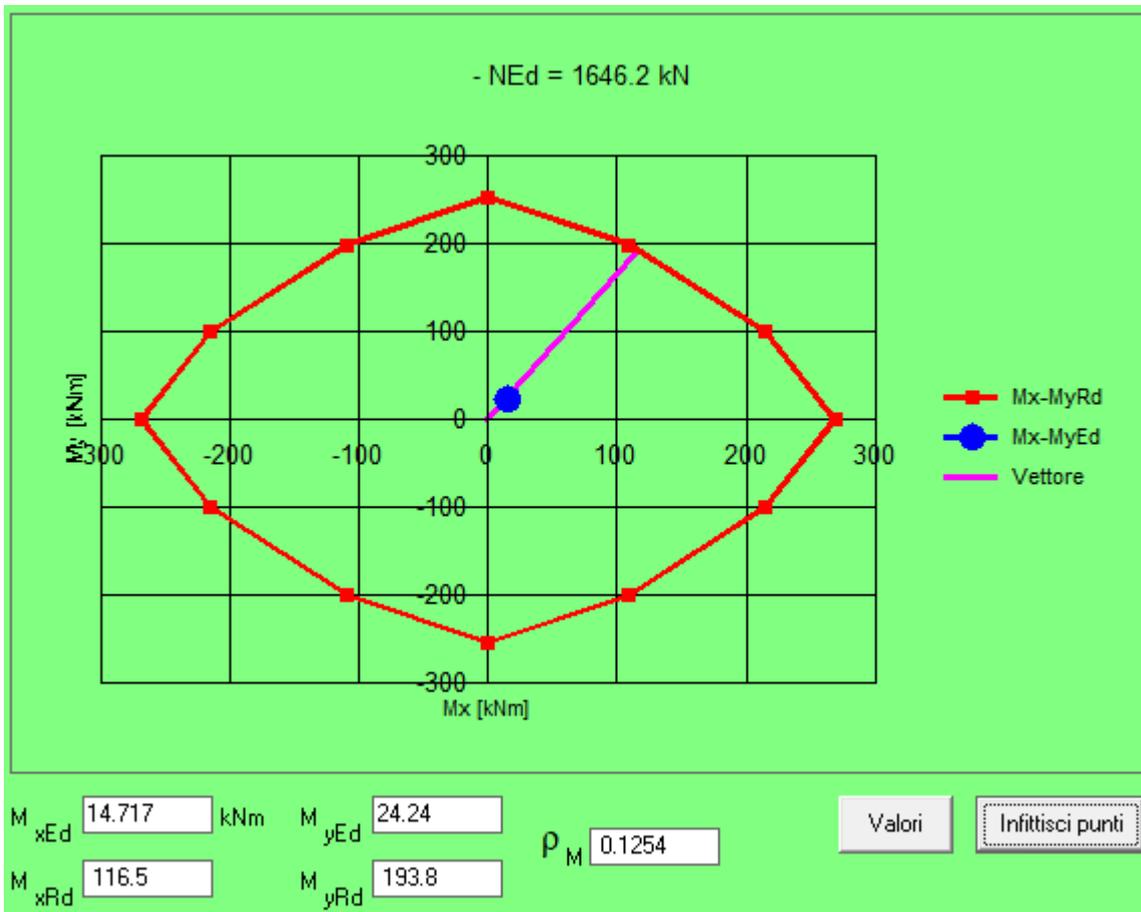
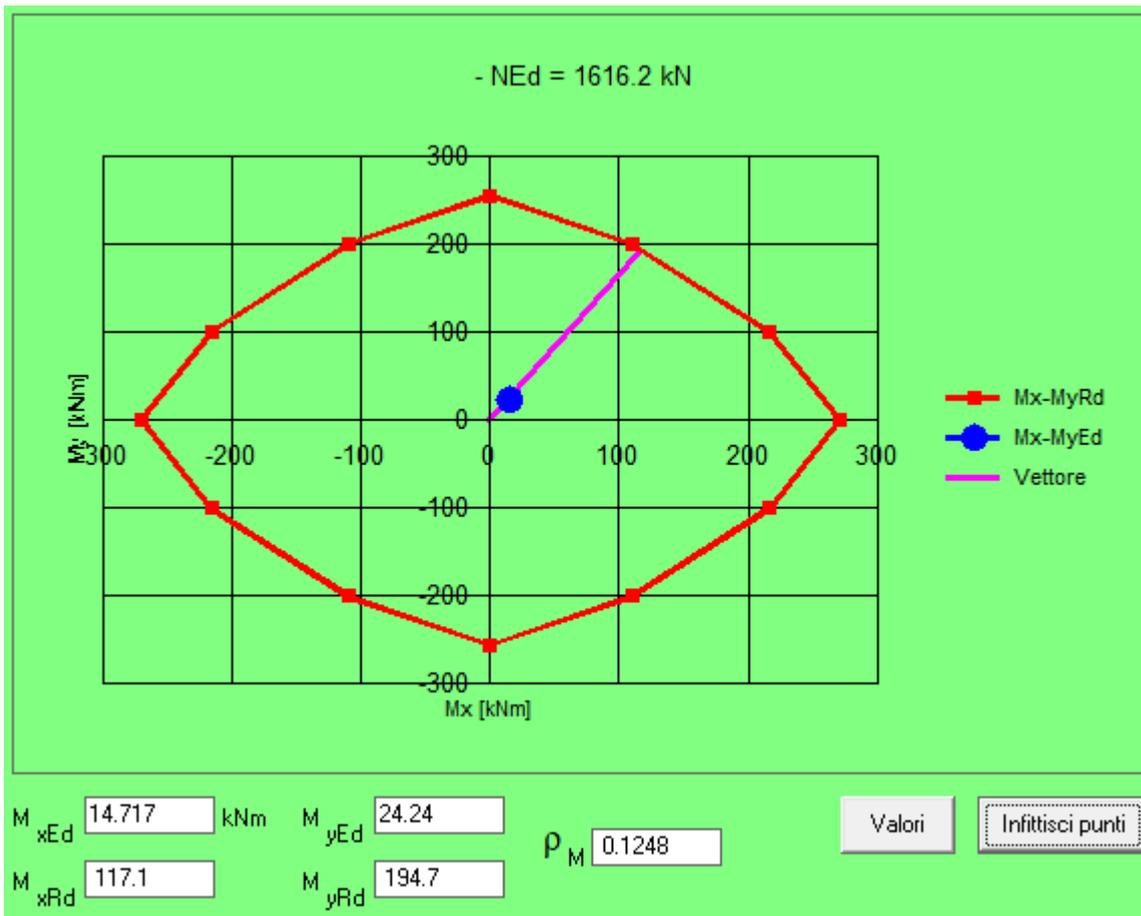
2) per la sezione di base del P1 (35x35 cm² con armatura 5Φ18 lungo y e 4Φ18 lungo x)

$$N_{\min_B3_2_base} := 1407.9\text{kN}$$

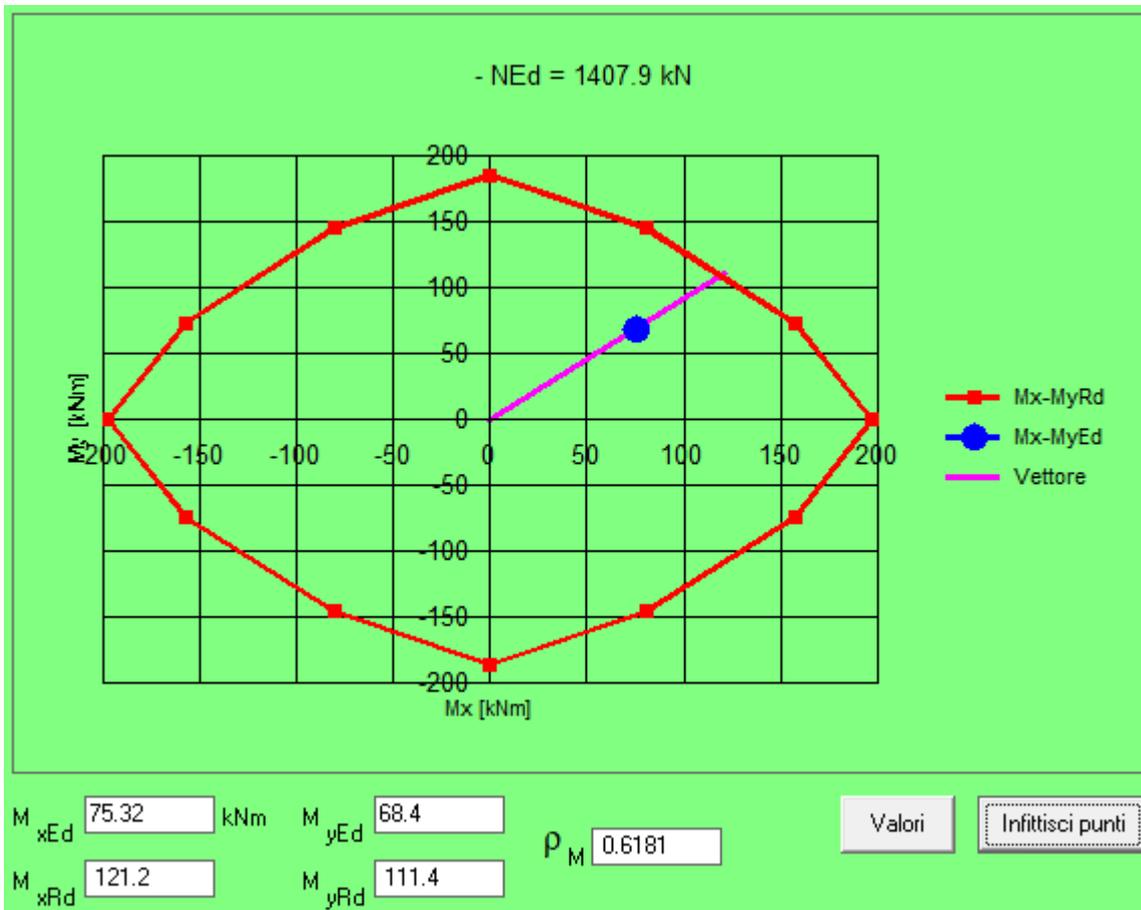
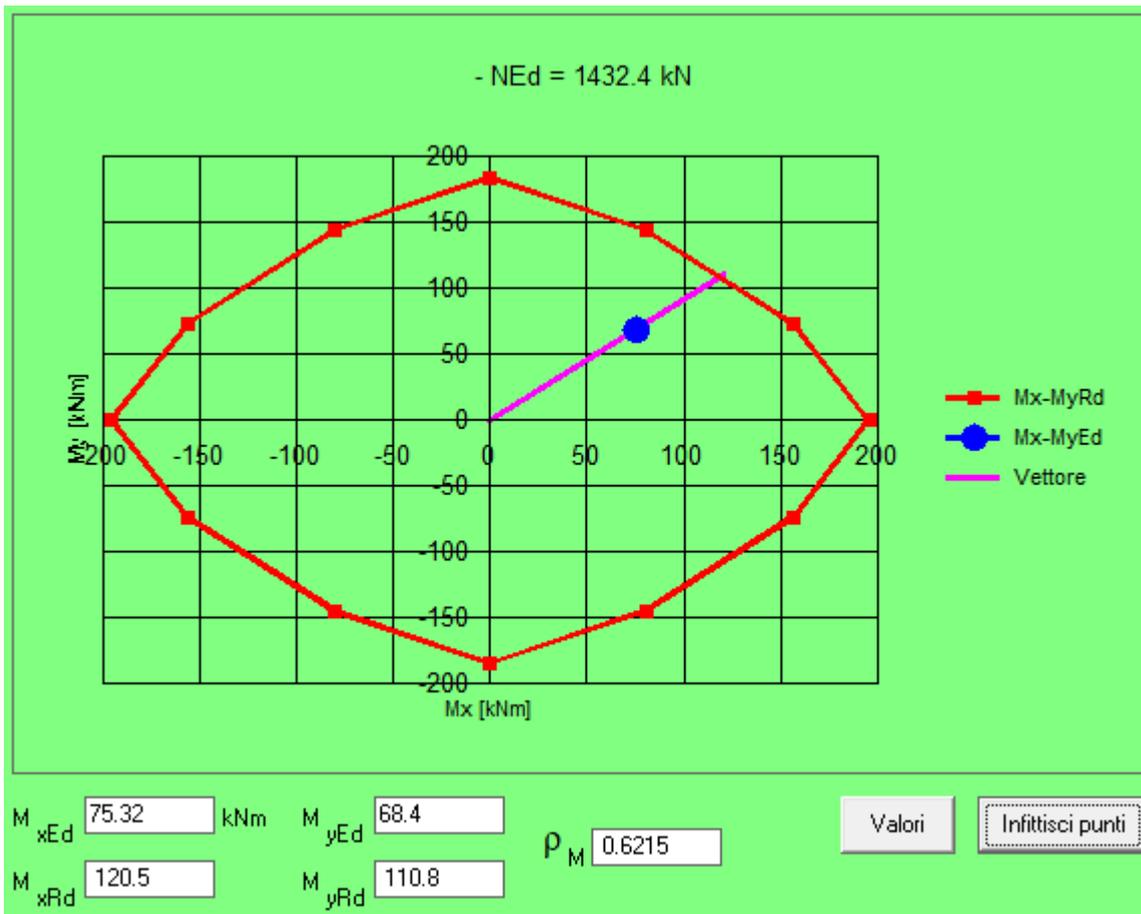
$$N_{\max_B3_2_base} := 1432.4\text{kN}$$

$$M_{GR_B3_2_base_x} := (87\%)\cdot M_{GR_x} = 75.316\cdot\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{GR_B3_2_base_y} := (79\%)\cdot M_{GR_y} = 68.39\cdot\text{kN}\cdot\text{m}$$



1) Sezione di testa del PT



2) Sezione di base del P1

7.3.3 PROGETTO ARMATURA TRASVERSALE PILASTRATA B3

Il pilastro è sottoposto a taglio deviato.

Il pilastro interno ha forma quadrata e al fine del calcolo del taglio ultimo le dimensioni geometriche nelle due direzioni rimangono uguali.

A partire dall'involuppo dei tagli, si sceglie di assumere come taglio agente quello che tra le due direzioni è massimo in modulo.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi di rottura inelastici nel pilastro dovuti al taglio si deve rispettare la GR del pilastro; le cds di taglio da usare per dimensionare le staffe del pilastro devono tenere conto della seguente relazione:

$$V_{Ed,i} = \gamma_{Rd} (M_{Rd,i_testa} + M_{Rd,i_base}) / L_{pil}, \text{ dove } \gamma_{Rd} = 1.1 \text{ per strutture CD "B" ed } i \text{ varia tra } (x,y).$$

I valori di momento resistente sono calcolati con il programma VCA-SLU assumendo la sezione progettata sottoposta a una pressoflessione semplice con azione assiale critica, ovvero pari a quella usata per il progetto precedente.

GERARCHIA ROTTURA A FLESSIONE PILASTRO B3										
		dim.	A _{s,y}	A _{s,x}	P (kN)	M _{Rd,x} (kN*m)	M _{Rd,y} (kN*m)	γ _{Rd}	V _{Ed,y} (kN)	V _{Ed,x} (kN)
A3_1	0	40x40	6φ18	6φ18	1643.8	295.5	295.5	1.1	133.7	130.6
	4.4	40x40	5φ18	4φ18	1616.3	239.3	226.8			
A3_2	0	35x35	5φ18	4φ18	1407.9	175.5	165.8	1.1	109.0	102.4
	3.2	35x35	4φ18	3φ18	1387.9	141.7	132.1			
A3_3	0	35x35	4φ18	3φ18	1178.7	155.9	143.4	1.1	107.6	98.9
	3.2	35x35	4φ18	3φ18	1158.7	157.2	144.4			
A3_4	0	30x30	4φ18	3φ18	950.4	110.9	100.9	1.1	76.5	69.6
	3.2	30x30	4φ18	3φ18	937.6	111.6	101.5			
A3_5	0	30x30	4φ18	3φ18	731.3	123.2	110.5	1.1	94.6	86.1
	3.2	30x30	5φ18	4φ18	718.5	152.1	140			
A3_6	0	30x30	5φ18	4φ18	511	156.7	143	1.1	91.1	79.1
	3.2	30x30	3φ18	2φ18	503.8	108.2	87.24			
A3_7	0	30x30	3φ18	2φ18	296.5	96.5	82.87	1.1	66.1	56.9
	3.2	30x30	3φ18	2φ18	289.3	95.9	82.7			
A3_8	0	25x25	3φ18	2φ18	80	57.9	52.8	1.1	34.2	32.5
	3.2	25x25	2φ18	2φ18	75.7	41.6	41.6			

Per il progetto delle staffe si sceglie di usare barre a due bracci Φ8 e si ricerca il passo per superare il taglio agente di progetto.

PROGETTO STAFFE PILASTRO B3_1

In via esemplificativa mostro i calcoli adottati per l'armatura trasversale del primo tratto del pilastro B3.

Considero il max taglio tra quelli agenti sul pilastro in direzione x ed y.

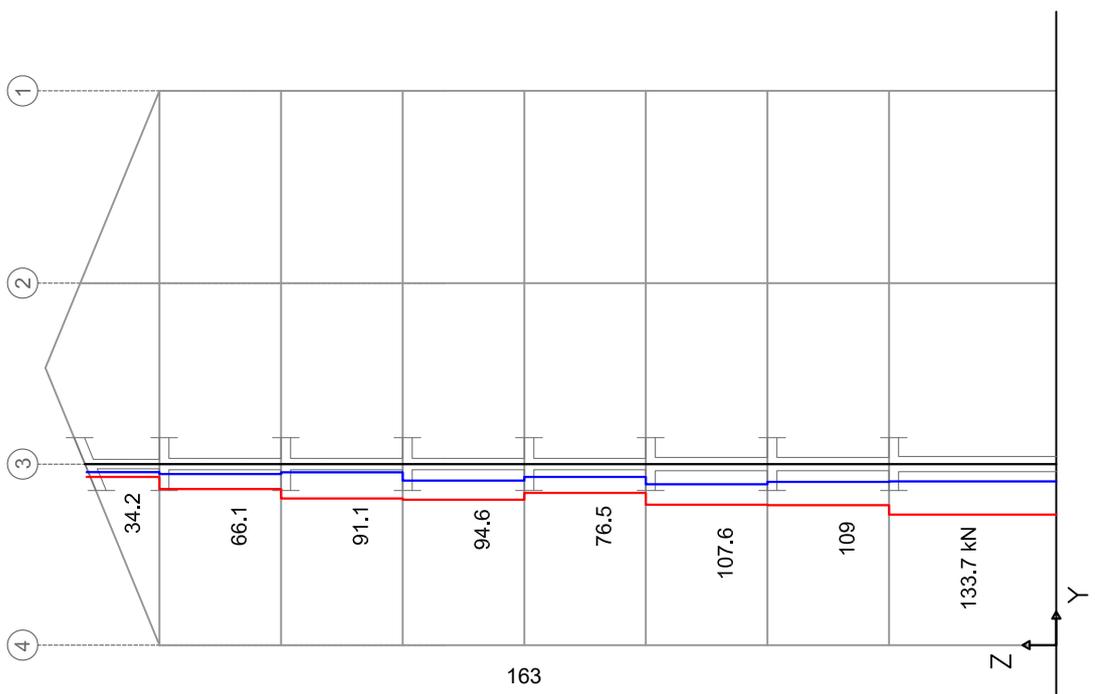
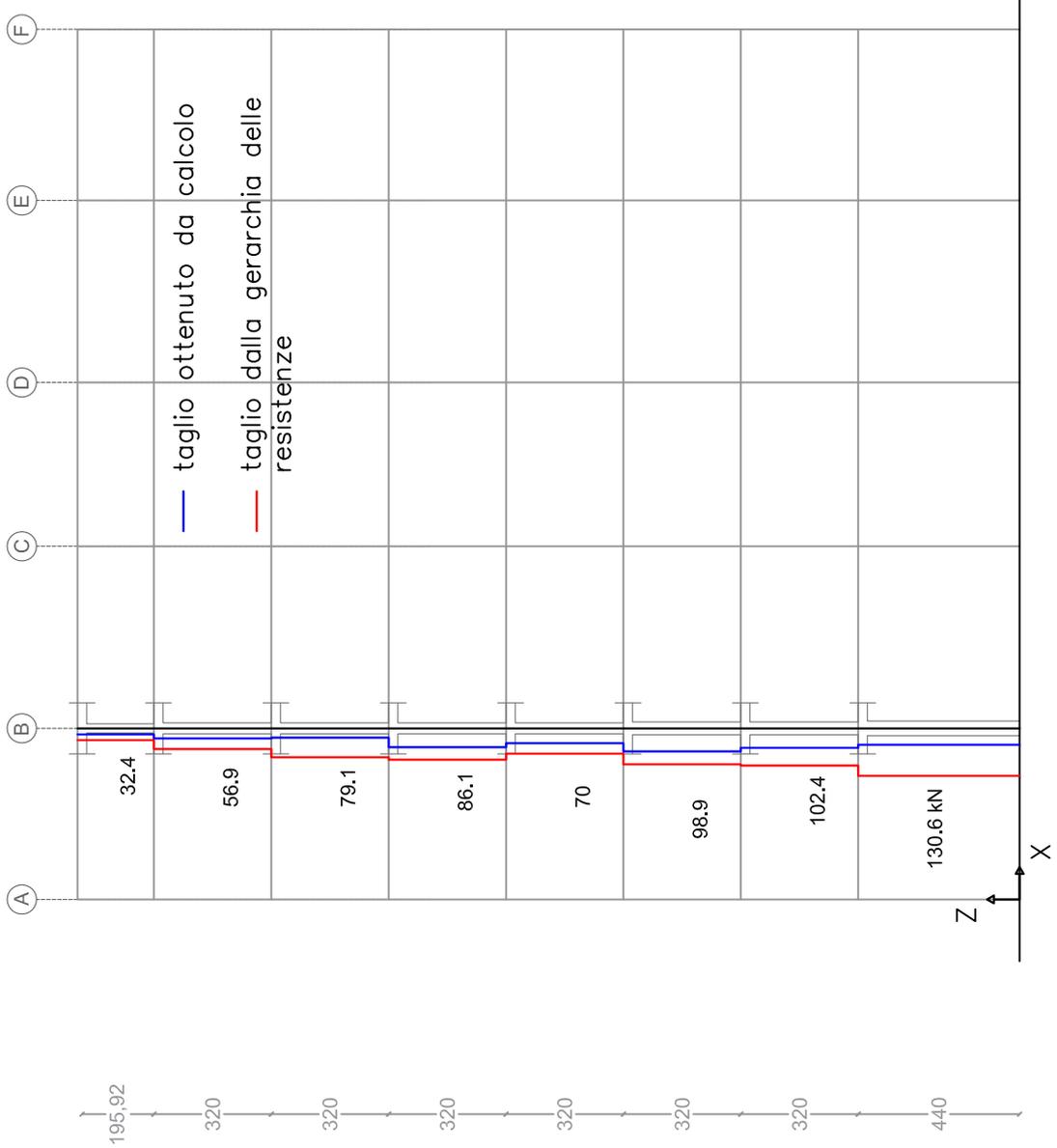
$$V_{Ed_B3_1} := 133.7 \text{ kN}$$

$$l_{pil_B3_1} = 40 \cdot \text{cm}$$

$$d_{utile_pil_B3_1} = 35.6 \cdot \text{cm}$$

Considero il max taglio agente sul pilastro in direzione x

$$V_{Ed_B3_1_x} := 203.9 \text{ kN}$$



Calcolo l'inclinazione del puntone compresso in cls rispetto all'armatura longitudinale:

$$\theta_{\text{cls_B3_1}} := \frac{1}{2} \cdot \text{asin} \left[\frac{2 \cdot V_{\text{Ed_B3_1}}}{(0.5 f_{\text{cd}}) \cdot l_{\text{pil_B3_1}} \cdot 0.9 d_{\text{utile_pil_B3_1}}} \right] = 7.342 \cdot ^\circ$$

$$\cot(\theta_{\text{cls_B3_1}}) := \begin{cases} \cot(\theta_{\text{cls_B3_1}}) & \text{if } 1 \leq \cot(\theta_{\text{cls_B3_1}}) \leq 2.5 \\ 2.5 & \text{if } \cot(\theta_{\text{cls_B3_1}}) > 2.5 \end{cases}$$

$$\cot(\theta_{\text{cls_B3_1}}) = 2.5$$

Calcolo del taglio resistente massimo del puntone compresso in cls

$$V_{\text{Rcd_B3_1}} := 0.9 \cdot d_{\text{utile_pil_B3_1}} \cdot l_{\text{pil_B3_1}} \cdot 0.5 \cdot f_{\text{cd}} \cdot \frac{\cot(\theta_{\text{cls_B3_1}})}{1 + (\cot(\theta_{\text{cls_B3_1}}))^2} = 363.746 \cdot \text{kN}$$

Progetto le staffe di armatura per completare il traliccio: scelgo di usare una staffa $\Phi 8$.

Nelle parti oltre la zona critica metto 3 bracci

$$n_{\text{b_B3_1}} := 2$$

$$\Phi_{\text{staffa_B3_1}} := 8 \text{ mm}$$

$$A_{\text{sw_B3_1}} := n_{\text{b_B3_1}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{\text{staffa_B3_1}}}{2} \right)^2 = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$

$$P_{\text{staffa_B3_1_teorico}} := \frac{0.9 \cdot d_{\text{utile_pil_B3_1}} \cdot f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{sw_B3_1}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_B3_1}})}{V_{\text{Ed_B3_1}}} = 23.568 \cdot \text{cm}$$

$$P_{\text{staffa_B3_1_20cm}} := 20 \text{ cm}$$

$$V_{\text{Rsd_B3_1_base_20cm}} := 0.9 \cdot d_{\text{utile_pil_B3_1}} \cdot f_{\text{yd}} \cdot \frac{A_{\text{sw_B3_1}}}{P_{\text{staffa_B3_1_20cm}}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_B3_1}}) = 157.55 \cdot \text{kN}$$

Dispongo staffe **$\Phi 8$ con passo 20 cm a 2 bracci** sia in direzione x che y.

STAFFE IN ZONE CRITICHE

Per zona critica del pilastro si intende:

$$l_{\text{zona_critica_B3_1}} := \max \left(l_{\text{pil_B3_1}}, \frac{1}{6} H_1, 45 \text{ cm} \right) = 73.333 \cdot \text{cm}$$

Nelle zone critiche la NTC'08 richiede almeno una legatura ogni 2 barre longitudinali.

ZONA CRITICA DI BASE

$$n_{\text{b_B3_1_zona_critica_base}} := 3$$

$$A_{\text{sw_B3_1_zona_critica_base}} := n_{\text{b_B3_1_zona_critica_base}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{\text{staffa_B3_1}}}{2} \right)^2 = 150.796 \cdot \text{mm}^2$$

$$P_{\text{staffa_B3_1_zona_critica_base_teorico}} := \frac{0.9 \cdot d_{\text{utile_pil_B3_1}} \cdot f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{sw_B3_1_zona_critica_base}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_B3_1}})}{V_{\text{Ed_B3_1}}}$$

$$P_{\text{staffa_B3_1_zona_critica_base_teorico}} = 35.351 \text{ cm}$$

Passo massimo da 7.4.6.2.2 di NTC'08:

$$b_{st} := l_{pil_B3_1} - 2\delta_{pil} = 31.2 \cdot \text{cm}$$

$$s_{\max_B3_1_zona_critica_base} := \min\left(\frac{A_{sw_B3_1_zona_critica_base} \cdot f_{yd}}{0.08 \cdot f_{cd} \cdot b_{st}}, 0.5 \cdot l_{pil_B3_1}, 8 \cdot \Phi_{18}, 175 \text{mm}\right) = 14.361 \cdot \text{cm}$$

Nella zona critica di base dispongo staffe **Φ8 a 3 bracci con passo 12.5 cm.**

ZONA CRITICA DI TESTA

$$n_{b_B3_1_zona_critica_testa} := 3$$

$$A_{sw_B3_1_zona_critica_testa} := n_{b_B3_1_zona_critica_testa} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{staffa_B3_1}}{2}\right)^2 = 150.796 \cdot \text{mm}^2$$

$$P_{staffa_B3_1_zona_critica_testa_teorico} := \frac{0.9 \cdot d_{utile_pil_B3_1} \cdot f_{yd} \cdot A_{sw_B3_1_zona_critica_testa} \cdot \cot(\theta_{cls_B3_1})}{V_{Ed_B3_1}}$$

$$P_{staffa_B3_1_zona_critica_testa_teorico} = 35.351 \text{ cm}$$

Passo massimo da 7.4.6.2.2 di NTC'08:

$$s_{\max_B3_1_zona_critica_testa} := \min\left(\frac{A_{sw_B3_1_zona_critica_testa} \cdot f_{yd}}{0.08 \cdot f_{cd} \cdot b_{st}}, 0.5 \cdot l_{pil_B3_1}, 8 \cdot \Phi_{18}, 175 \text{mm}\right) = 14.361 \cdot \text{cm}$$

Nella zona critica di testa dispongo staffe **Φ8 a 3 bracci con passo 12.5 cm.**

STAFFE AL NODO DI BASE

Nodo trave-pilastro da 7.4.6.2.3 di NTC'08: Anche se il nodo è confinato si usa una staffatura nel nodo pari a quella maggiore alle zone prossime al nodo.

Il passo deve comunque essere superiore a:

$$b_j := 35 \text{cm}$$

$$i_{staffe_nodo_base_B3_1} := \left(\frac{n_{b_B3_1_zona_critica_base} \cdot A_{sw_B3_1_zona_critica_base} \cdot f_{yk}}{b_j \cdot f_{ck} \cdot 0.05}\right) = 40.044 \cdot \text{cm}$$

Dispongo staffe **Φ8 a 3 bracci con passo 12.5 cm.**

7.4 - PROGETTO DELLA ARMATURA DELLA FONDAZIONE

VERIFICA BASE DELLA FONDAZIONE

Dopo aver visto nel predimensionamento la fattibilità dell'applicazione della fondazione superficiale a trave rovescia, si verifica con i carichi effettivi se il terreno sopporta l'azione esterna.

In questa sede si prende in considerazione l'APPROCCIO 2 fornito dalle NTC'08, ovvero si considerano i coefficienti amplificativi A1 applicati alle azioni e i coefficienti riduttivi M1 e R3 applicati alla resistenza offerta dal terreno.

Le azioni esterne sono state calcolate usando i coefficienti A1 per le singole azioni; quindi posso riprendere l'output già usato per lo studio di pilastri/travi ed usarlo per gli scarichi dei pilastri in fondazione.

MODELLO PER DIMENSIONAMENTO TRAVE ROVESCIA

Per il dimensionamento si sviluppa un modello 3D di graticcio di travi in SAP2000.

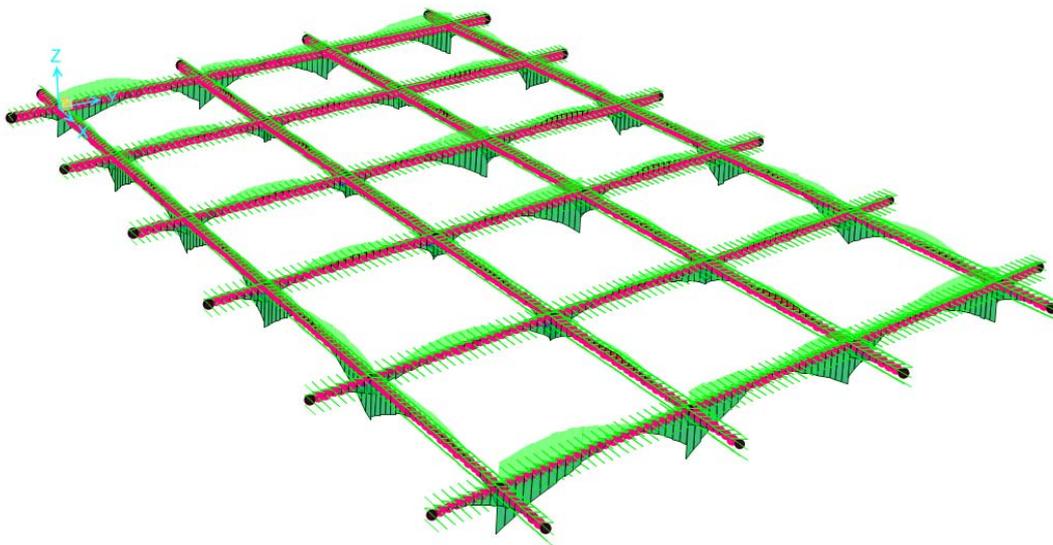
La trave di fondazione (caricata con i massimi scarichi N,M dei pilastri presi dall'involuppo) è poggiata su un terreno alla Winkler per il quale si assume la costante di sottofondo $K_w=10\text{kg/cm}^3$.

Le travi sono divise in elementi lunghi 10cm e al di sotto è posta una molla lineare di rigidezza $K_m=K_w \cdot B_{\text{fond}}$.

$$B_{\text{fond}} = 1.4 \text{ m}$$

$$k_w := 10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \cdot g = 9.807 \times 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$k_{\text{molla}} := k_w \cdot B_{\text{fond}} = 1.373 \times 10^5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



7.1.2 DIMENSIONAMENTO ARMATURA LONGITUDINALE TRAVE ROVESCIA A

Tondini di ferro utilizzati nelle travi rovescie di fondazione:

$$\Phi_{18} := 18\text{mm} \quad A_{s\Phi 18} := \frac{\pi \cdot \Phi_{18}^2}{4} = 254.469 \cdot \text{mm}^2$$

$$\Phi_{22} := 22\text{mm} \quad A_{s\Phi 22} := \frac{\pi \cdot \Phi_{22}^2}{4} = 380.133 \cdot \text{mm}^2$$

Lunghezze di ancoraggio:

Dal paragrafo 11.2.10.2 delle NTC'08, per calssi di cls non superiori a 50/60 si può assumere come resistenza a trazione semplice (assiale) del cls il valore:

$$f_{ctm} := 0.30 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.835 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctk} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.984 \cdot \text{MPa}$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo (4.1.2.1.1.4):

$$\eta := 1$$

$$f_{bk} := 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.465 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_{cls} = 1.5$$

$$f_{bd} := \frac{f_{bk}}{\gamma_{cls}} = 2.977 \cdot \text{MPa}$$

Scelgo di non scontare f_{bd} di un fattore 1,5 (vedi pag 51), ma di sagomare le barre di armatura per sempre andarle ad ancorare in zona compressa

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 18} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi_{18}}{4 \cdot f_{bd}} = 59.154 \cdot \text{cm} \text{ che approssimo a } \underline{60\text{cm}}$$

$$L_{\text{ancoraggio}\Phi 22} := \frac{f_{yd} \cdot \Phi_{22}}{4 \cdot f_{bd}} = 72.3 \cdot \text{cm} \text{ che approssimo a } \underline{75\text{cm}}$$

Inoltre, dal paragrafo 4.1.6.2.4 del d.m. 2008: la lunghezza minima di sovrapposizione tra due barre deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza tra le due barre sovrapposte non deve superare 4 volte il diametro.

$$20 \cdot \Phi_{18} = 36 \cdot \text{cm}$$

$$20 \cdot \Phi_{22} = 44 \cdot \text{cm}$$

7.4.1 ARMATURA LONGITUDINALE TRAVE ROVESCIA A

TRAVE FONDAZIONE A																	
frame	sezione (mm)			zona di calcolo	M_E (kN*m)	A_s (mm ²)			A_s (mm ²)	barre		A_s (mm ²)	verifiche CAP 7			M_r (kNm)	
	b	h	d			A_{s_Md}	$A_{s_min\ C4}$	$A_{s_min\ C7}$		$\phi 18$	$\phi 22$		ρ	ρ_{max}	$\rho_c > 0.5\rho_t$		
TA_5	400	1400	1350	estremo 5	inf	0	0.0	1017.2	1742.2	1742.22	4	3	2157.2	0.004	0.011	1.21	1026
					sup	0	0.0	1017.2	1742.2	1742.22	4	2	1777.2	0.003	0.012		845
				appoggio 4	inf	400.2	841.8	1017.2	1742.2	1742.22	4	3	2157.2	0.004	0.011	1.21	1026
					sup	0	0.0	1017.2	1742.2	1742.22	4	2	1777.2	0.003	0.012		845
TA_4	400	1400	1350	appoggio 4	inf	957.1	2013.1	1017.2	1742.2	2013.10	4	3	2157.2	0.004	0.011	1.21	1026
					sup	508.5	1069.5	1017.2	1742.2	1742.22	4	2	1777.2	0.003	0.012		845
				appoggio 3	inf	808.6	1700.8	1017.2	1742.2	1742.22	4	4	2537.1	0.005	0.011	1.43	1206
					sup	159.5	335.5	1017.2	1742.2	1742.22	4	2	1777.2	0.003	0.012		845
TA_3	400	1400	1350	appoggio 3	inf	1079.9	2271.4	1017.2	1742.2	2271.39	4	3	2157.2	0.004	0.011	1.21	1026
					sup	465	978.1	1017.2	1742.2	1742.22	4	2	1777.2	0.003	0.012		845
				appoggio 2	inf	1008.1	2120.4	1017.2	1742.2	2120.37	4	3	2157.2	0.004	0.011	1.21	1026
					sup	461.4	970.5	1017.2	1742.2	1742.22	4	2	1777.2	0.003	0.012		845
TA_2	400	1400	1350	appoggio 2	inf	836.3	1759.0	1017.2	1742.2	1759.02	4	3	2157.2	0.004	0.011	1.21	1026
					sup	246.7	518.9	1017.2	1742.2	1742.22	4	2	1777.2	0.003	0.012		845
				appoggio 1	inf	1095.3	2303.8	1017.2	1742.2	2303.79	4	4	2537.1	0.005	0.011	1.43	1206
					sup	158	501.5	1017.2	1742.2	1742.22	4	2	1777.2	0.003	0.012		845
TA_1	400	1400	1350	appoggio 1	inf	476.6	1002.5	1017.2	1742.2	1742.22	4	4	2537.1	0.005	0.011	1.43	1206
					sup	0	0.0	1017.2	1742.2	1742.22	4	2	1777.2	0.003	0.012		845
				estremo 0	inf	0	0.0	1017.2	1742.2	1742.22	4	4	2537.1	0.005	0.011	1.43	1206
					sup	0	0.0	1017.2	1742.2	1742.22	4	2	1777.2	0.003	0.012		845

Dai requisiti strutturali del cap. 7.2.5 delle NTC'08 è richiesta una percentuale di armatura longitudinale sia superiore che inferiore pari almento a 0.2% dell'area della sezione di trave rovescia.

L'area utile della trave rovescia è stata considerata quella della sola anima della sezione a T, perchè il compito delle ali è principalmente quello di ripartire un carico eccessivo sul terreno.

Si è mantenuta per l'intera estensione della trave una armatura minima pari a 4 Φ 18 e 2 Φ 22 sia superiormente che inferiormente.

7.4.2 ARMATURA A TAGLIO TRAVE ROVESCIA A

Il progetto delle armature trasversali è generato modellando adeguatamente la trave come un traliccio. Le armature trasversali sono staffe disposte a 90° rispetto le armature longitudinali; per staffa si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6mm, con ganci a 135° prolungati almeno 10 diametri alle due estremità (7.4.6.2.1).

Considero il massimo taglio agente sulla trave

$$V_{Ed} := 825 \text{ kN}$$

1. Calcolo l'angolo di inclinazione de puntone compresso in cls rispetto all'armatura longitudinale:

$$\theta_{cls_fond} := \frac{1}{2} \cdot \text{asin} \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{(0.5 f_{cd}) \cdot b_{fond} \cdot 0.9 d_{fond}} \right] = 12.18^\circ$$

$$\cot(\theta_{cls_fond}) := \begin{cases} \cot(\theta_{cls_fond}) & \text{if } 1 < \cot(\theta_{cls_fond}) < 2.5 \\ 2.5 & \text{if } \cot(\theta_{cls_fond}) > 2.5 \end{cases}$$

$$\cot(\theta_{cls_fond}) = 2.5$$

2. Calcolo del taglio resistente massimo del puntone compresso in cls:

$$V_{Rcd} := 0.9 \cdot d_{fond} \cdot b_{fond} \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot(\theta_{cls_fond})}{1 + (\cot(\theta_{cls_fond}))^2} = 1.379 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

3. Progetto le staffe di armatura per completare il traliccio: scelgo di usare una staffa $\Phi 8$ a due bracci e ricerco il passo tra 2 staffe consecutive.

$$n_{b_fond} := 2$$

$$\Phi_{staffa_fond} := 8 \text{ mm}$$

$$A_{sw} := n_{b_fond} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_{staffa_fond}}{2} \right)^2 = 100.531 \cdot \text{mm}^2$$

$$P_{staffa_fond_teorico} := \frac{0.9 \cdot d_{fond} \cdot f_{yd} \cdot A_{sw} \cdot \cot(\theta_{cls_fond})}{V_{Ed}} = 14.484 \cdot \text{cm}$$

$$P_{staffa_fond} := 12.5 \text{ cm}$$

$$V_{Rsd} := 0.9 \cdot d_{fond} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{sw}}{P_{staffa_fond}} \cdot \cot(\theta_{cls_fond}) = 955.918 \cdot \text{kN}$$

4. Affinamento delle armature trasversali:

$$P_{staffa_fond_2} := 15 \text{ cm}$$

$$V_{Rsd_2} := 0.9 \cdot d_{fond} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{sw}}{P_{staffa_fond_2}} \cdot \cot(\theta_{cls_fond}) = 796.599 \cdot \text{kN}$$

$$P_{staffa_fond_3} := 17.5 \text{ cm}$$

$$V_{Rsd_3} := 0.9 \cdot d_{fond} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{sw}}{P_{staffa_fond_3}} \cdot \cot(\theta_{cls_fond}) = 682.799 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{staffa_fond_4}} := 20\text{cm}$$

$$V_{\text{Rsd_4}} := 0.9 \cdot d_{\text{fond}} \cdot f_{\text{yd}} \cdot \frac{A_{\text{sw}}}{P_{\text{staffa_fond_4}}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_fond}}) = 597.449 \cdot \text{kN}$$

5. Massimi e minimi per l'armatura trasversale

$$P_{\text{staffa_max_fond}} := \min(33\text{cm}, 0.8 \cdot d_{\text{fond}}) = 33 \cdot \text{cm}$$

$$A_{\text{staffa_min_teorica}} := \frac{1.5 \cdot b_{\text{fond}} \cdot \text{mm}}{1\text{m}} = 600 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Per una trave in CD B la zona critica è pari all'altezza della sezione della trave (7.4.6.1.1) a partire dal filo del pilastro. Nella zona critica la prima staffa deve distare non più di 5 cm dal filo del pilastro, mentre le successive staffe devono avere un passo non superiore a:

$$S_{\text{critica}} := h_{\text{fond}} = 140 \cdot \text{cm}$$

$$\Phi_{\text{longitudinale_fond}} := 18\text{mm}$$

$$P_{\text{staffa_max_fond_zona_critica}} := \min\left(\frac{d_{\text{fond}}}{4}, 225\text{mm}, 8 \cdot \Phi_{\text{longitudinale_fond}}, 24 \cdot \Phi_{\text{staffa_fond}}\right) = 14.4 \cdot \text{cm}$$

Dispongo staffe $\Phi 8$ con passo 12.5 cm in zona critica:

$$P_{\text{staffa_fond_zona_critica}} := 12.5\text{cm}$$

$$V_{\text{Rsd_zona_critica}} := 0.9 \cdot d_{\text{fond}} \cdot f_{\text{yd}} \cdot \frac{A_{\text{sw}}}{P_{\text{staffa_fond_zona_critica}}} \cdot \cot(\theta_{\text{cls_fond}}) = 955.918 \cdot \text{kN}$$

7.4.3 PROGETTO ARMATURE DELL'ALA

L'ala della trave rovescia viene calcolata come una mensola, di sezione rettangolare 100x50, caricata con un carico uniformemente ripartito pari alla massima reazione che il terreno è in grado di sopportare.

$$\sigma_{\text{Rd_terreno}} := \frac{1\text{MPa}}{2.3} = 0.435 \cdot \text{MPa}$$

$$q_{\text{ala_fond}} := 1\text{m} \cdot \sigma_{\text{Rd_terreno}} = 434.783 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{sd_ala_fond}} := q_{\text{ala_fond}} \cdot \frac{(50\text{cm})^2}{2} = 54.348 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{sd_ala_fond}} := q_{\text{ala_fond}} \cdot (50\text{cm}) = 217.391 \cdot \text{kN}$$

L'armatura longitudinale dell'ala è rappresentata dalla staffatura della trave, pertanto basta controllare che l'area delle staffe, valutata con riferimento al passo più grande, sia superiore al valore necessario ad assorbire la flessione.

Per l'ala si preferisce usare staffe $\Phi 10$.

$$A_s := \frac{\left[\frac{M_{\text{sd_ala_fond}}}{0.9 \cdot (h_{\text{fond_ala}} - 5\text{cm}) \cdot f_{\text{yd}}} \right]}{1\text{m}} = 342.936 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$P_{\text{min}} := \frac{\left[\left(\frac{10\text{mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right]}{A_s} = 22.902 \cdot \text{cm}$$

Il passo delle staffe dell'ala riprende quello delle staffe dell'anima della trave rovescia, che hanno un passo massimo di 20cm.

VERIFICA A TAGLIO DELL'ALA

Si considera valido il modello di traliccio di morsch per il calcolo del taglio resistente.

Le staffe $\Phi 10$ nella base della trave rovescia funzionano da biella tesa per la mensola ideale estratta per studiare l'ala.

Nel tratto meno staffato della trave rovescia A il numero di staffe in un'area di influenza di 1m sono 5. A vantaggio di sicurezza si assume θ del puntone in $\text{cls}=45^\circ$.

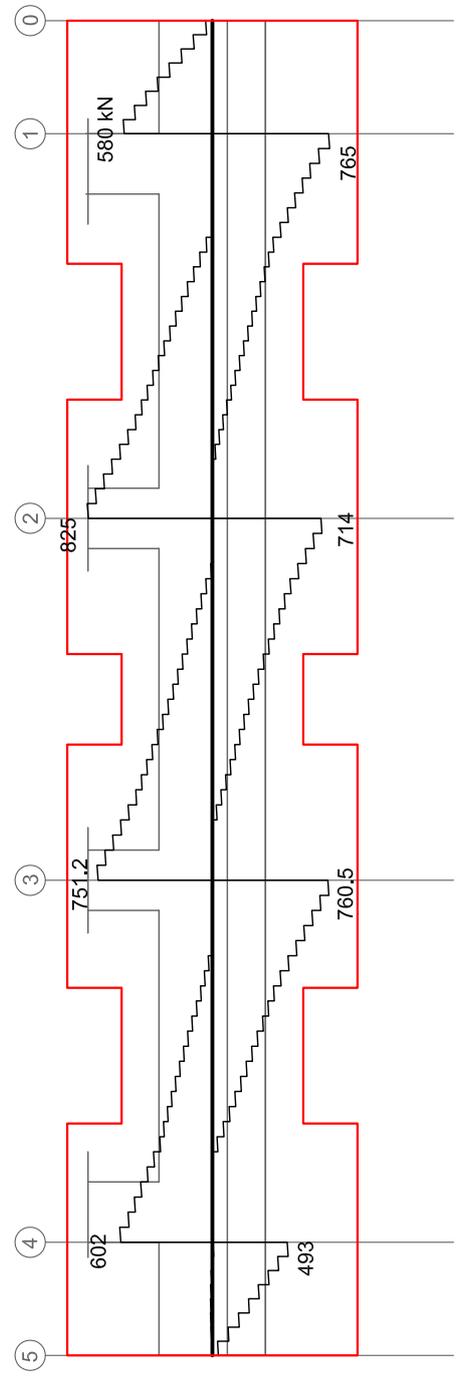
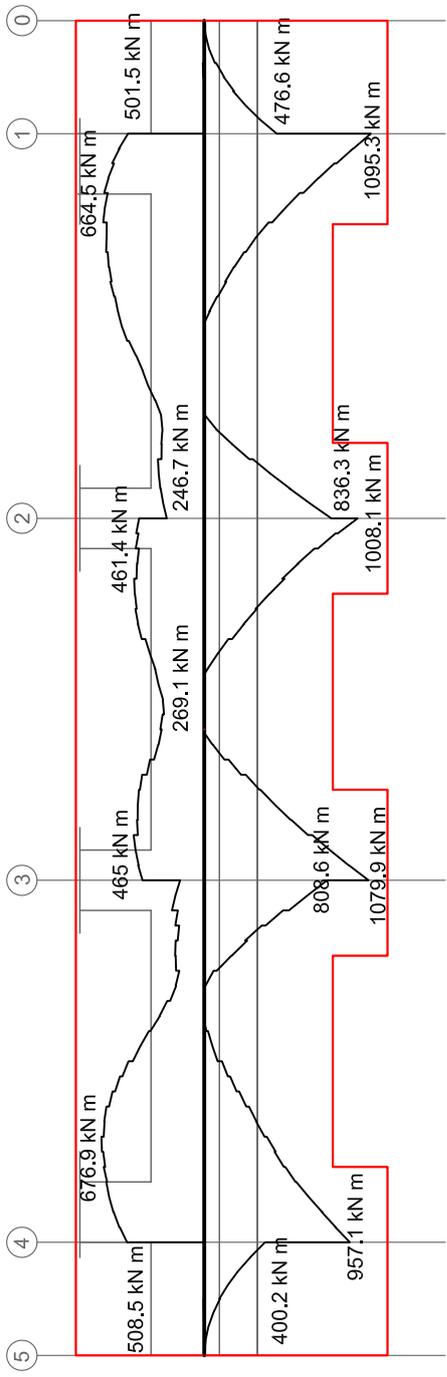
Lungo la mensola di 50cm si susseguono $2\Phi 10$, ovvero circa una barra ogni 25cm.

$$d_{\text{ala_fond}} := h_{\text{fond_ala}} - 5\text{cm}$$

$$A_{\text{sw_ala_fond}} := 5 \left[\left(\frac{10\text{mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi \right]$$

$$p_{\text{staffa_ala_fond}} := 25\text{cm}$$

$$V_{\text{Rsd_ala_fond}} := 0.9 \cdot d_{\text{ala_fond}} \cdot \frac{A_{\text{sw_ala_fond}}}{p_{\text{staffa_ala_fond}}} \cdot f_{\text{yd}} = 248.937 \cdot \text{kN}$$



**APPENDICE:
STIMA APPROSSIMATA DEI MATERIALI**

SOLAIO PIANO TIPO

SOLAIO 2		SOLAIO 3		SOLAIO 4		SOLAIO 5		SOLAIO A SBALZO	
num solaio 2:	10	num solaio 2:	28	num solaio 2:	6	num solaio 2:	26	n elementi:	10
STIMA m ³ CLS		STIMA m ³ CLS		STIMA m ³ CLS		STIMA m ³ CLS		STIMA m ³ CLS	
TRAVETTO:		TRAVETTO:		TRAVETTO:		TRAVETTO:		TRAVETTO INT:	
B [m]	0.1								
H [m]	0.2	H [m]	0.16						
L _{travetto_1} [m]	4.1	L _{travetto_1} [m]	1.7						
L _{travetto_2} [m]	4.1	L _{travetto_2} [m]	0						
L _{travetto_3} [m]	4.4	L _{travetto_3} [m]	0						
L _{travetto_4} [m]	1.7	L _{travetto_4} [m]	0	L _{travetto_4} [m]	1.7	L _{travetto_4} [m]	1.7	L _{travetto_4} [m]	0
L _{travetto_5} [m]	0								
L _{travetto_TOT} [m]	14.3	L _{travetto_TOT} [m]	12.6	L _{travetto_TOT} [m]	14.3	L _{travetto_TOT} [m]	14.3	L _{travetto_TOT} [m]	1.7
SOLETTA:		SOLETTA:		SOLETTA:		SOLETTA:		SOLETTA INT:	
s [m]	0.05								
L ₁ [m]	16.4	L ₁ [m]	14.7	L ₁ [m]	16.4	L ₁ [m]	14.7	L ₁ [m]	2
L ₂ [m]	4	L ₂ [m]	13	L ₂ [m]	1.7	L ₂ [m]	8	L ₂ [m]	3.4
sup [m ²]	66	sup [m ²]	191	sup [m ²]	28	sup [m ²]	118	sup [m ²]	7
m ³ CLS	6	m ³ CLS	17	m ³ CLS	3	m ³ CLS	13	m ³ CLS	1
STIMA PINATTE		STIMA PINATTE		STIMA PINATTE		STIMA PINATTE		STIMA PINATTE	
n pignatte	458	n pignatte	1210	n pignatte	343	n pignatte	1316	n pignatte	54
STIMA FERRI LONG		STIMA FERRI LONG		STIMA FERRI LONG		STIMA FERRI LONG		STIMA FERRI LONG	
φ 8 [n _{barre a elemento}]	2	φ 8 [n _{barre a elemento}]	2	φ 8 [n _{barre a elemento}]	2	φ 8 [n _{barre a elemento}]	5	φ 10 [n _{barre a elemento}]	1
φ 12 [n _{barre a elemento}]	3	φ 12 [n _{barre a elemento}]	3	φ 12 [n _{barre a elemento}]	4	φ 12 [n _{barre a elemento}]	7		
n totale barre φ 8	20	n totale barre φ 8	56	n totale barre φ 8	12	n totale barre φ 8	130	n totale barre φ 10	10
n totale barre φ 12	30	n totale barre φ 12	84	n totale barre φ 12	24	n totale barre φ 12	182		
m ² rete ripartizione	66	m ² rete ripartizione	191	m ² rete ripartizione	28	m ² rete ripartizione	118	sup rete rip [m ²]	7

SOLAIO PIANO TIPO

SOLAIO SBALZO ANGOLO	4
----------------------	---

numero elementi: 4

STIMA m ³ CLS	
SOLETTA INT:	
s [m]	0.21
L ₁ [m]	1.7
L ₂ [m]	1.7
sup [m ²]	2.89
m ³ CLS	2.4

STIMA FERRI LONG	
φ 14 [n _{barre a elemento}]	5
n totale barre φ 14	20
sup rete rip [m ²]	3

FORCHETTE SBALZO	2
------------------	---

numero elementi: 2

STIMA m ³ CLS	
SOLETTA INT:	
s [m]	0.25
L ₁ [m]	2
L ₂ [m]	0.25
sup [m ²]	0.50
m ³ CLS	0.3

STIMA FERRI LONG	
φ 12 [n _{barre a elemento}]	1
n totale barre φ 12	2

SOLAIO COPERTURA PIANO TERRA

SOLAIO 1		numero elementi del tipo solaio 1:	42
STIMA m ³ CLS			
TRAVETTO INT:		TRAVETTO EXT:	
B [m]	0.1	B [m]	0.1
H [m]	0.2	H [m]	0.16
L _{travetto_1} [m]	4.1	L _{travetto_1} [m]	2.2
L _{travetto_2} [m]	4.1	L _{travetto_2} [m]	2.2
L _{travetto_3} [m]	4.4	L _{travetto_3} [m]	0
L _{travetto_4} [m]	0	L _{travetto_4} [m]	0
L _{travetto_5} [m]	0	L _{travetto_5} [m]	0
L _{travetto_TOT} [m]	12.6	L _{travetto_TOT} [m]	4.4
SOLETTA INT:		SOLETTA EXT:	
s [m]	0.05	s [m]	0.05
L ₁ [m]	23.9	L ₁ [m]	23.9
L ₂ [m]	14.7	L ₂ [m]	4.4
sup [m ²]	351	sup [m ²]	105
m ³ CLS	28	m ³ CLS	8

STIMA PINATTE 0.25m		numero elementi del tipo solaio 1:	42
n pignatte	1865	n pignatte	651

STIMA FERRI LONG		numero elementi del tipo solaio 1:	42
φ 8 [n _{barre a elemento}]			4
φ 12 [n _{barre a elemento}]			4
n totale barre φ 8			168
n totale barre φ 12			168
sup rete ripartizione [m ²]			456

SOLAIO A SBALZO		numero elementi:	60
STIMA m ³ CLS			
TRAVETTO INT:		TRAVETTO EXT:	
B [m]	0.1	B [m]	0.1
H [m]	0.16	H [m]	0.16
L _{travetto_1} [m]	2.2	L _{travetto_1} [m]	2.2
L _{travetto_2} [m]	0	L _{travetto_2} [m]	0
L _{travetto_3} [m]	0	L _{travetto_3} [m]	0
L _{travetto_4} [m]	0	L _{travetto_4} [m]	0
L _{travetto_5} [m]	0	L _{travetto_5} [m]	0
L _{travetto_TOT} [m]	2.2	L _{travetto_TOT} [m]	2.2
SOLETTA INT:		SOLETTA EXT:	
s [m]	0.05	s [m]	0.05
L ₁ [m]	14.7	L ₁ [m]	14.7
L ₂ [m]	4.4	L ₂ [m]	4.4
sup [m ²]	65	sup [m ²]	65
m ³ CLS	5	m ³ CLS	5

STIMA PINATTE 0.25m		numero elementi:	60
n pignatte	528	n pignatte	528

STIMA FERRI LONG		numero elementi:	60
φ 8 [n _{barre a elemento}]			1
φ 12 [n _{barre a elemento}]			1
n totale barre φ 8			60
n totale barre φ 12			60
sup rete rip [m ²]			70

SOLAIO SBALZO ANGOLO		numero elementi:	4
STIMA m ³ CLS			
SOLETTA INT:		SOLETTA EXT:	
s [m]	0.21	s [m]	0.21
L ₁ [m]	2.2	L ₁ [m]	2.2
L ₂ [m]	2.2	L ₂ [m]	2.2
sup [m ²]	4.84	sup [m ²]	4.84
m ³ CLS	4.1	m ³ CLS	4.1

STIMA FERRI LONG		numero elementi:	4
φ 14 [n _{barre a elemento}]			7
n totale barre φ 14			28
sup rete rip [m ²]			5

FORCHETTE SBALZO		numero elementi:	10
STIMA m ³ CLS			
SOLETTA INT:		SOLETTA EXT:	
s [m]	0.25	s [m]	0.25
L ₁ [m]	1.9	L ₁ [m]	1.9
L ₂ [m]	0.25	L ₂ [m]	0.25
sup [m ²]	0.48	sup [m ²]	0.48
m ³ CLS	1.2	m ³ CLS	1.2

STIMA FERRI LONG		numero elementi:	10
φ 12 [n _{barre a elemento}]			1
φ 14 [n _{barre a elemento}]			0.5
n totale barre φ 12			10
n totale barre φ 14			5

SOLAIO COPERTURA

SOLAIO COPERTURA

54

numero elementi del tipo solaio copertura:

STIMA m ³ CLS	
TRAVETTO INT:	
B [m]	0.1
H [m]	0.2
L _{travetto_1} [m]	2.5
L _{travetto_2} [m]	4.5
L _{travetto_3} [m]	5
L _{travetto_4} [m]	4.5
L _{travetto_5} [m]	2.5
L _{travetto_TOT} [m]	19
SOLETTA INT:	
s [m]	0.05
L ₁ [m]	21
L ₂ [m]	28.3
sup [m ²]	594
m ³ CLS	50

STIMA PINATTE 0.25m	
n pignatte	3572

SOLAIO COPERTURA

SOLAIO CALPESTIO PIANO TERRA

STIMA m ³ CLS	
L ₁ [m]	23.3
L ₂ [m]	14.1
s [m]	0.15
sup [m ²]	329
m ³ CLS	54
sup rete ripartizione [m ²]	329

STIMA FERRI LONG	
φ 8 [n _{barre a elemento}]	4
φ 12 [n _{barre a elemento}]	4
n totale barre φ 8	216
n totale barre φ 12	216
sup rete ripartizione [m ²]	594

TRAVE EMERGENTE	L_{tot} [m]	84
------------------------	----------------------------	-----------

L_{trave} [m]	14.7
------------------------------	-------------

STIMA m ³ CLS	TOT
B [m]	0.35
H [m]	0.5
m ³ CLS/1m	14.7

STIMA FERRI	LONG	TOT	STAFFE	TOT
φ 8 [n _{barre a elemento}]	0	0	10	57
φ 18 [n _{barre a elemento}]	12	68	0	0
φ 22 [n _{barre a elemento}]	10	57	0	0

TRAVE SPESSORE	L_{tot} [m]	100
-----------------------	----------------------------	------------

L_{trave} [m]	23.9
------------------------------	-------------

STIMA m ³ CLS	TOT
B [m]	0.25
H [m]	0.7
m ³ CLS/1m	17

STIMA FERRI	LONG	TOT	STAFFE	TOT
φ 8 [n _{barre a elemento}]	0	0	32	133
φ 18 [n _{barre a elemento}]	10	41	0	0
φ 22 [n _{barre a elemento}]	18	75	0	0

TRAVE FONDAZIONE	L_{tot} [m]	220.8
-------------------------	----------------------------	--------------

L_{trave} [m]	17.7
------------------------------	-------------

STIMA m ³ CLS	TOT
b [m]	0.4
B [m]	1.4
h [m]	0.5
H [m]	1.4
m ³ CLS/1m	234

STIMA FERRI	LONG	TOT	STAFFE	TOT
φ 10 [n _{barre a elemento}]	0	0	105	1309
φ 18 [n _{barre a elemento}]	72	898	0	0
φ 22 [n _{barre a elemento}]	8	99	0	0

DATI	PILASTRO BORDO	n_{pil}	18	PILASTRO QUADRATO	n_{pil}	6
GEOMETRIA	STIMA m ³ CLS			STIMA m ³ CLS		
B [m] del PT	0.35			0.4		
H [m] del PT	0.8			0.4		
H _{pil} [m] del PT	4.4			4.4		
B [m] del P1	0.35			0.35		
H [m] del P1	0.7			0.35		
H _{pil} [m] del P1	3.2			3.2		
B [m] del P2	0.35			0.35		
H [m] del P2	0.7			0.35		
H _{pil} [m] del P2	3.2			3.2		
B [m] del P3	0.35			0.3		
H [m] del P3	0.6			0.3		
H _{pil} [m] del P3	3.2			3.2		
B [m] del P4	0.35			0.3		
H [m] del P4	0.6			0.3		
H _{pil} [m] del P4	3.2			3.2		
B [m] del P5	0.35			0.3		
H [m] del P5	0.5			0.3		
H _{pil} [m] del P5	3.2			3.2		
B [m] del P6	0.35			0.3		
H [m] del P6	0.5			0.3		
H _{pil} [m] del P6	3.2			3.2		
B [m] del P7	0.35			0.25		
H [m] del P7	0.4			0.25		
H _{pil} [m] del P7	2			2		
m ³ CLS	6			3		
STIMA FERRI	LONG		STAFFE	LONG		STAFFE
ϕ 8 [n _{barre a elemento}]	0		79	0		44
ϕ 18 [n _{barre a elemento}]	16		0	29		0
ϕ 22 [n _{barre a elemento}]	28		0	0		0

STIMA TOTALE	
CLS	406
PIGNATTE	26898
φ 8	2386
φ 10	1369
φ 12	2386
φ 14	153
φ 18	1469
φ 22	735
RETE	3925