POLITECNICO DI TORINO

I FACOLTA' DI INGEGNERIA

Istituto di
Tecnica delle Costruzioni

Tesi di laurea di primo livello

"CALCOLO DI UN EDIFICIO MULTIPIANO IN ZONA SISMICA"

Relatore:
Chiar.mo Prof. Ing. Francesco BELLINO

Laureando:
Mirko SPAGNOTTO

Anno Accademico 2005/2006

“CRITICARE CIO’ CHE FANNO GLI ALTRI
E’ FACILE,
MA FARE CIO’ CHE FANNO GLI ALTRI
E’ DIFFICILE”.

RINGRAZIAMENTI

Desidero ringraziare tutti coloro che hanno reso raggiungibile questo traguardo, amici e non solo. Un particolare “grazie di tutto” va ai miei genitori, che mi hanno sempre sostenuto nei duri anni di studio e che spero, continuino a darmi il loro appoggio anche in futuro.
Infine un grazie va anche al Prof. Bellino ed a tutti i sui collaboratori, per il tempo dedicatomi nella realizzazione della presente.

Per informazioni: spagnotto.mirko@libero.it

INDICE

Pag.

STRUTTURA IN ELEVAZIONE

1. Considerazioni preliminari 9
   1.1. Descrizione generale dell'opera 9
   1.2. Schema strutturale 9
   1.3. Durabilità strutturale 10
   1.4. Criteri di calcolo 11
      1.4.1. Combinazione fondamentale 12
      1.4.2. Combinazione eccezionale 13
      1.4.3. Stati limite di esercizio 14
2. Norme di riferimento 15
3. Materiali 18
   3.1. Calcestruzzo 18
   3.2. Acciaio 22
   3.3. Terreno di fondazione 23
4. Azioni 24
   4.1. Azioni permanenti 24
   4.2. Azioni variabili 30
      4.2.1. Vento 30
      4.2.2. Neve 37
      4.2.3. Sovraccarichi variabili 38
   4.3. Azioni eccezionali (sisma) 39
      4.3.1. Categoria di suolo di fondazione 40
      4.3.2. Zona sismica 40
      4.3.3. Spettro di risposta elastico $S_e(T)$ 40
      4.3.4. Sistema costruttivo 41
      4.3.5. Altezze e distanze 41
      4.3.6. Regolarità strutturale 41
         4.3.6.1. Regolarità in pianta 42
         4.3.6.2. Regolarità in altezza 60
      4.3.7. Rigidezza torsionale 61
      4.3.8. Tamponamenti in muratura di spessore superiore a 10cm 66
5. Geometria della struttura 67
   5.1. Controventi – nodi fissi o nodi mobili 68
   5.2. Imperfezioni geometriche 70
   5.3. Considerazioni applicative 72
6. Analisi strutturale 73
   6.1. Modello per l'analisi strutturale 73
   6.2. Metodo di calcolo 77
7. Analisi statica lineare 79
   7.1. Fattore di struttura 79
   7.2. Spettro di progetto per lo stato limite ultimo 80
   7.3. Calcolo dei carichi ai piani 81
   7.4. Calcolo del taglio alla base 82
   7.5. Calcolo delle forze orizzontali equivalenti 82
   7.6. Verifica del primo periodo di vibrazione 85
      7.6.1. Effetto delle tamponature sul periodo della struttura 87

8. Calcolo delle sollecitazioni 87
8.1. Combinazione eccezionale 88
8.2. Combinazione fondamentale 90
9. Effetti del II ordine in situazione eccezionale 92

SOLAIO PIANO TIPO

1. Premessa 93
2. Nervatura piano tipo 93
2.1. Analisi delle sollecitazioni 96
2.1.1. Combinazione fondamentale 96
3. Progetto dell'armatura longitudinale 98
4. Progetto e verifica dell'armatura trasversale 101
5. Verifica dell'armatura longitudinale 101
6. Verifica al punzonamento della soletta di completamento 120
7. Verifica allo stato limite ultimo per taglio 123
8. Verifiche agli stati limite di esercizio 127
8.1. Sollecitazioni agli stati limite di esercizio 128
8.2. Limitazione delle tensioni in esercizio 129
8.3. Fessurazione del calcestruzzo 138
8.4. Deformazione della struttura 143
9. Disposizioni costruttive 146
9.1. Distanza tra le barre di armatura 146
9.2. Curvature ammissibili delle barre di armatura 147
9.3. Aderenza 148
9.4. Ancoraggio delle barre di armatura 148
9.4.1. Lunghezza di ancoraggio di base 149
9.4.2. Lunghezza di ancoraggio necessaria 149
9.5. Giunzioni per sovrapposizione 151
9.5.1. Lunghezza di sovrapposizione 152
9.5.2. Sovrapposizione di reti elettrosaldate 154
10. Esecutivo delle armature 154

TRAVE PIANO TIPO

1. Premessa 156
2. Trave 24 – 25 – 26 – 27 – 28 del piano primo 156
2.1. Situazione eccezionale (sisma) – limiti geometrici 158
2.2. Analisi delle sollecitazioni 159
2.2.1. Combinazione fondamentale 160
2.2.2. Combinazione eccezionale 161
3. Progetto dell'armatura longitudinale 162
4. Progetto e verifica allo stato limite ultimo per taglio 167
5. Verifica dell'armatura longitudinale 181
6. Verifiche agli stati limite di esercizio 187
6.1. Sollecitazioni agli stati limite di esercizio 187
6.2. Limitazione delle tensioni in esercizio 189
6.3. Fessurazione del calcestruzzo 194
6.4. Deformazione della struttura 197

7. Disposizioni costruttive 198
7.1. Distanza tra le barre di armatura 198
7.2. Curvature ammissibili delle barre di armatura 199
7.3. Aderenza 199
7.4. Ancoraggio delle barre di armatura 200
7.4.1. Lunghezza di ancoraggio di base 201
7.4.2. Lunghezza di ancoraggio necessaria 201
8. Esecutivo delle armature 202

PILASTRATA TIPO

1. Premessa 204
2. Pilastrata 24 206
2.1. Limiti geometrici 207
2.2. Analisi delle sollecitazioni 207
2.2.1. Combinazione fondamentale 209
2.2.2. Combinazione eccezionale 209
3. Progetto e verifica delle dimensioni della sezione trasversale 209
4. Stato limite ultimo indotto da deformazione della struttura – instabilità 211
5. Progetto dell'armatura longitudinale 214
6. Progetto e verifica allo stato limite ultimo per taglio 218
7. Verifica dell'armatura longitudinale 221
8. Verifiche agli stati limite di esercizio 226
8.1. Sollecitazioni agli stati limite di esercizio 226
8.2. Limitazione delle tensioni in esercizio 227
8.3. Fessurazione del calcestruzzo 228
9. Disposizioni costruttive 229
9.1. Distanza tra le barre di armatura 229
9.2. Curvature ammissibili delle barre di armatura 230
9.3. Aderenza 230
9.4. Ancoraggio delle barre di armatura 230
9.4.1. Lunghezza di ancoraggio di base 231
9.4.2. Lunghezza di ancoraggio necessaria 231
9.4.3. Lunghezza di sovrapposizione 232
10. Nodo trave – pilastro 232
10.1. Nodo trave 24 – 25 – 26 – 27 – 28 del piano primo – pilastrata 24 233
11. Esecutivo delle armature 234

STRUTTURA DI CONTROVENTO

1. Premessa 236
2. Parete di controvento 26 236
2.1. Limiti geometrici 237
2.2. Analisi delle sollecitazioni 238
2.2.1. Combinazione fondamentale 239
2.2.2. Combinazione eccezionale 239
3. Progetto delle armature metalliche 240
3.1. Limitazione dello sforzo assiale normalizzato 241
4. Stato limite ultimo indotto da deformazione della struttura – instabilità 261

5. Progetto e verifica allo stato limite ultimo per taglio 262
5.1. Situazione eccezionale 262
5.2. Situazione persistente/transitoria 266
6. Verifica delle armature metalliche 267
7. Verifiche agli stati limite di esercizio 284
7.1. Sollecitazioni agli stati limite di esercizio 284
7.2. Limitazione delle tensioni in esercizio 285
7.3. Fessurazione del calcestruzzo 295
8. Disposizioni costruttive 296
8.1. Distanza tra le barre di armatura 296
8.2. Curvature ammissibili delle barre di armatura 296
8.3. Aderenza 297
8.4. Ancoraggio delle barre di armatura 297
8.4.1. Lunghezza di ancoraggio di base 298
8.4.2. Lunghezza di ancoraggio necessaria 298
8.4.3. lunghezza di sovrapposizione 298
9. Esecutivo delle armature 299

STRUTTURA DI FONDAZIONE

1. Considerazioni preliminari 302
1.1. Descrizione generale dell'area di sedime 302
1.2. Indagini geotecniche 302
1.3. Unità litologiche fondamentali 302
2. Caratterizzazione del terreno 303
2.1. Coltre superficiale 303
2.2. Strato superficiale alluvionale 303
2.3. Condizioni della falda 303
3. Tipologia di fondazione 303
4. Analisi delle sollecitazioni 304
4.1. Modello di calcolo 304
4.2. Combinazione fondamentale 305
4.3. Combinazione eccezionale 306
5. Progetto della struttura di fondazione 306
5.1. Considerazioni preliminari 306
5.2. Progetto allo stato limite ultimo per flessione 308
5.3. Progetto e verifica allo stato limite ultimo per taglio 318
6. Verifica dell'armatura longitudinale 338
7. Verifiche dell'Allegato 4 dell'O.P.C.M. n° 3274 354
7.1. Collasso per rottura 354
7.2. Collasso per slittamento 354
8. Verifica al punzonamento 355
9. Verifiche agli stati limite di esercizio 369
9.1. Cedimenti della struttura di fondazione 370
10. Disposizioni costruttive 371
10.1. Distanza tra le barre di armatura 374
10.2. Curvature ammissibili della barre di armatura 371
10.3. Aderenza 372
10.4. Ancoraggio delle barre di armatura 373
10.4.1. Lunghezza di ancoraggio di base 374

10.4.2. Lunghezza di ancoraggio necessaria 374
11. Esecutivo delle armature 375

CONCLUSIONI 379

APPENDICI

Appendice A: stati limite di fessurazione 381
Appendice B: diagrammi di interazione N – M 383

ALLEGATI 404

BIBLIOGRAFIA

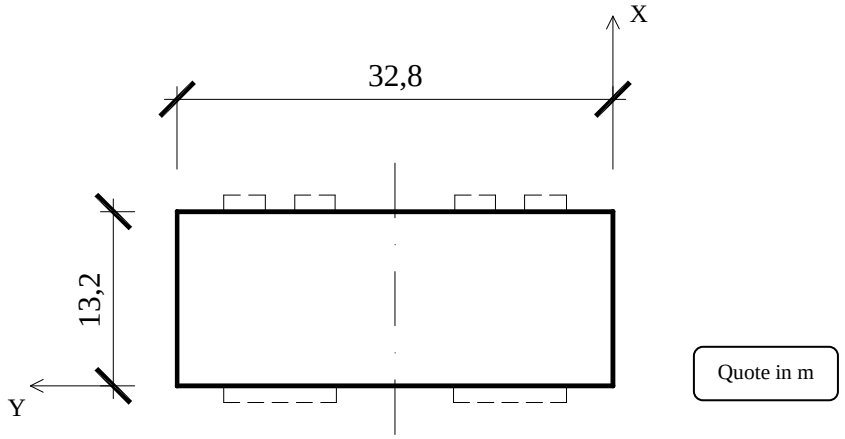
STRUTTURA IN ELEVAZIONE

1. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

1.1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'edificio oggetto della presente, destinato ad uso di civile abitazione, sarà realizzato nell'area urbana di Venaria Reale (TO).
Il fabbricato, illustrato dalle planimetrie allegate, è costituito da sei piani fuori terra, presenta una configurazione in pianta rettangolare, con asse di simmetria trasversale e non sono presenti giunti di dilatazione. La distribuzione planimetrica prevede al piano terreno una tipologia a pilotis, nei piani superiori sono allocati gli alloggi dotati di balconi; l'ingresso principale al piano terreno conduce a scale realizzate con soletta rampante. L'edificio non è cantinato e presenta una copertura piana.
La geometria della struttura si mantiene inalterata per tutti i piani.

Le dimensioni del corpo centrale sono 32,8 x 13,2m in planimetria e un'altezza totale di 20,53 m, misurata tra il piano di fondazione è il punto più alto della copertura. I balconi presenti aggettano come corpi a sbalzo per 1,25m. Il volume totale fuori terra è pari a circa 8'889 m^3.



Dimensioni dell'edificio.

La struttura d'elevazione è formata da telai in conglomerato cementizio armato ordinario gettati in opera, con elementi resistenti verticali formati da pilastri e pareti ed elementi resistenti orizzontali costituiti da travi e solai misti (elementi in laterizio e cemento) con soletta di completamento.

La struttura di fondazione è della tipologia con travi alla winkler, consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

1.2. SCHEMA STRUTTURALE

Coerentemente con quanto prima scritto viene adottato uno schema strutturale nel quale la resistenza alle azioni verticali è affidata a telai spaziali costituiti da travi e pilastri in calcestruzzo armato disposti secondo un reticolo a maglie rettangolari simmetrico rispetto all'esse trasversale, mentre la resistenza alle azioni orizzontali è affidata ai vani ascensore ed alle pareti di controvento.

1.3. DURABILITA' STRUTTURALE

Come indicato nella norma europea ENV 206-1:1990 (in Italia UNI 9858:1991) e ripreso nell'Eurocodice 2[1] al § 4.1.2, la durabilità di un'opera dipende dalle condizioni ambientali e dalle azioni di tipo chimico e fisico che possono interessarne gli elementi strutturali nell'arco di vita utile della struttura. Tali azioni, non prese in conto nell'analisi strutturale, richiedono un'opportuna scelta del materiale calcestruzzo e adeguate disposizioni costruttive delle armature.
Il requisito di durabilità si ritiene soddisfatto quando la struttura, per il periodo di vita previsto (t = 50 anni), è in grado di assolvere le sue funzioni senza limitazioni d'uso essendo soggetta solo a manutenzione ordinaria (EC2 § 4.1.1).

Per ottenere strutture durabili, l'Eurocodice 2 e la norma ENV 2O6-1 richiedono che siano soddisfatti i seguenti criteri:

- classificazione degli elementi strutturali in idonee classi di esposizione (Prospetto 4.1);
- impiego di calcestruzzo di adeguata composizione, durevole e compatto: precise prescrizioni sono fornite per ogni classe di esposizione;
- protezione dell'armatura metallica, criterio rispettato quando, oltre a osservare le disposizioni relative alle verifiche agli stati limite di esercizio, si adotta un ricoprimento delle armature che ne garantisca la protezione dagli agenti aggressivi e al contempo assicuri la corretta trasmissione delle forze di aderenza e un'adeguata resistenza al fuoco(vedi UNI ENV 1992-1-2: Regole generali – Progettazione della resistenza all'incendio).

Le condizioni ambientali della struttura d'elevazione dell'edificio trattato sono definite nell'Eurocodice 2 dalle seguenti classi d'esposizione:

- *1 - ambiente secco*, interno dell'edificio, in quanto la maggior parte degli elementi non è direttamente esposta all'ambiente esterno;
- *2a - ambiente umido senza gelo*, per la struttura di fondazione;
- *2b - ambiente umido con gelo*, per alcuni elementi strutturali di minore importanza (balconi).

In base a EC2[2] § 4.1.3.3, per i componenti della struttura il ricoprimento nominale delle armature vale:

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta h \geq \begin{Bmatrix} \phi \\ \phi_n \end{Bmatrix}$$

dove:

$c_{\min}$ ricoprimento minimo (EC2 § 4.1.3.3 Prospetto 4.2) e pari a:

- 15 mm per la classe d'esposizione 1 – ambiente secco;
- 20 mm per la classe d'esposizione 2a – ambiente umido senza gelo, per calcestruzzi gettati su terreno preparato vale 40 mm;
- 25 mm per la classe d'esposizione 2b – ambiente umido con gelo.

[1] Quando si fa riferimento all'Eurocodice 2 ci si riferisce, salvo diversa indicazione, alla Parte 1-1.
[2] Con la sigla EC2 si fa riferimento all'Eurocodice 2 Parte 1-1.

Δh tolleranza dimensionale (EC2 § 4.1.3.3 (8)), compresa nel campo $0mm \leq \Delta h \leq 10mm$ per strutture in calcestruzzo realizzate in opera e assunta, per le strutture in elevazione pari a 5 mm, per le fondazioni pari a 10 mm.

ϕ è il diametro della barra.

ϕ_n è il diametro equivalente per un fascio di armature.

Risulta quindi:

- per le strutture in classe d'esposizione 1 – ambiente secco:

$$c_{nom,1} = c_{\min} + \Delta h = 15 + 5 = 20mm$$

- per le strutture in classe d'esposizione 2a – ambiente umido senza gelo:
  calcestruzzi gettati contro cassero

$$c_{nom,2a} = c_{\min} + \Delta h = 20 + 10 = 30mm$$

  calcestruzzi gettati su terreno preparato

$$c_{nom,2a} = c_{\min} + \Delta h = 40 + 10 = 50mm$$

- per le strutture in classe d'esposizione 2b – ambiente umido con gelo (balconi):

$$c_{nom,2b} = c_{\min} + \Delta h = 25 + 5 = 30mm$$

1.4. CRITERI DI CALCOLO

I calcoli e le verifiche sono condotti con il criterio semiprobabilistico degli stati limite secondo i metodo dell'Eurocodice 2, con le prescrizioni della sezione III del Decreto Ministeriale del 16 Gennaio 1996 e della Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 252 del 15 Ottobre 1996 (Documento di Applicazione Nazionale).
Per la condizione eccezionale di sisma si è fatto riferimento alle prescrizioni dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003.

Come indicato nell'EC2 § 2.2.2.4, il valore di calcolo F_d di un'azione F_k ha espressione:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k$$

dove:

γ_F è il fattore di sicurezza parziale per l'azione considerata;

F_k è il valore caratteristico dell'azione considerata.

Secondo gli Eurocodici 1 (Basi della progettazione ed azioni sulle strutture) e 2, le combinazioni delle azioni da prendere in conto per il progetto e la verifica delle strutture allo stato limite ultimo sono due, la combinazione fondamentale e quella eccezionale; per la verifica delle strutture allo stato limite di esercizio sono tre, combinazione rara, combinazione frequente e combinazione quasi permanente.

Per l'analisi strutturale di travi e telai, in accordo con quanto indicato nell'EC2 § 2.5.3.4.2, si è utilizzata un'analisi lineare senza ridistribuzione dei momenti negativi.

Per gli elementi definiti in EC2 § 2.5.3.4.2 (3) si deve verificare:

$$\frac{x}{d} \leq 0{,}45$$

dove:

x posizione dell'asse neutro rispetto al lembo compresso;
d altezza utile.

1.4.1. COMBINAZIONE FONDAMENTALE

Nelle situazioni di progetto persistenti e transitorie si adottano i seguenti valori per il fattore di sicurezza parziale per l'azione considerata:

EFFETTO	γ_G	γ_Q
Favorevole	1	0
Sfavorevole	1,4	1,5

Poiché normalmente più azioni sono presenti contemporaneamente sulla struttura, l'Eurocodice 2 individua alcune combinazioni di carico da utilizzare per le verifiche nei diversi stati limite. Nel caso di più azioni variabili, per tener conto della scarsa probabilità che tali azioni agiscano sulla struttura tutte simultaneamente con la massima intensità, i valori delle azioni variabili sono ridotti con coefficienti ψ minori dell'unità.

<u>STATO LIMITE ULTIMO</u> (SLU)
In base a EC2 § 2.3.2., per la situazione permanente e transitoria si deve verificare se l'azione sollecitante di calcolo S_d sia inferiore alla resistenza ultima R_d; deve cioè essere:

$$S_d \leq R_d$$

Le azioni sollecitanti di calcolo S_d devono essere valutate secondo le seguenti combinazioni fondamentali:

$$F_d = \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

dove:

$G_{k,j}$ sono i valori caratteristici delle azioni permanenti;
$Q_{k,1}$ è il valore caratteristico di una delle azioni variabili;
$Q_{k,i}$ sono i valori caratteristici delle altre azioni variabili;
$\gamma_{G,j}$ sono i fattori di sicurezza parziali per la j-esima azione permanente;
$\gamma_{Q,i}$ sono i fattori di sicurezza parziali per la i-esima azione variabile;

$\psi_{0,i}$ è il coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche; in assenza di queste si assume $\psi_{0,i}$ non inferiore a 0,7 per i carichi variabili d'esercizio nei fabbricati di civile abitazione e per neve e vento.

1.4.2. COMBINAZIONE ECCEZIONALE (sisma)

In seguito a quanto disposto nell'O.P.C.M. n° 3274 § 3.3, gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{k,j} + \sum_i \left(\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

dove:

$\psi_{E,i}$ è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i, che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{2,1} \cdot Q_{k,i}$ (SLU) o $\psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$ (SLD) siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene: $\psi_{E,i} = \psi_{2,i} \cdot \varphi$.

I coefficienti sono tabellati dalla norma come sotto riportato:

DESTINAZIONE D'USO	$\psi_{2,i}$
Abitazioni	0,3
Tetti e coperture con neve	0,2
Scale	0,8
Vento,variazione termica	0

CARICHI AI PIANI	φ
Copertura	1
Archivi	1
Carichi correlati	0,8
Carichi indipendenti	0,5

Nella combinazione eccezionale per sisma gli stati limite da esaminare risultano essere i seguenti due:

<u>STATO LIMITE ULTIMO DI COLLASSO</u> (SLU)
(Sisma con 475 anni di ritorno, 10% di probabilità di accadimento in 10 anni)
Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto la struttura dell'edificio, pur subendo gravi danni, deve mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.
Le azioni sollecitanti di calcolo S_d devono essere valutate secondo le seguenti combinazioni fondamentali:

$$F_d = \gamma_I \cdot E + \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \sum_i \left(\psi_{j,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

dove:

γ_I è il fattore d'importanza (§ 4.7); per edifici ordinari vale 1;
E è l'azione sismica per lo stato limite in esame;

$\psi_{j,i} = \psi_{2,1}$ (SLU) è il coefficiente che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile Q_i.

STATO LIMITE DI DANNO (SLD)
L'edificio di civile abitazione è ubicato in zona sismica 4; in base alle disposizioni dell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.8 e della D.G.R. n° 61/1107 del 17 Novembre 2003 non è introdotto l'obbligo della verifica allo stato limite di danno e pertanto non sarà effettuata.

1.4.3. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le azioni sollecitanti di calcolo S_d devono essere valutate, a seconda dei casi, secondo le seguenti combinazioni di carico:

RARE $$F_d = \sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

FREQUENTI $$F_d = \sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

QUASI PERMANENTI $$F_d = \sum_j G_{k,j} + \sum_{i=1}^{i=n} \left(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

dove:

$\psi_{1,i}$ coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2,i}$ coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In mancanza d'informazioni adeguate si sono attribuiti ai coefficienti $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ i valori minimi in tabella:

AZIONE	$\psi_{0,i}$	$\psi_{1,i}$	$\psi_{2,i}$
Abitazione	0,7	0,5	0,2
Vento, neve	0,7	0,2	0

2. NORME DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato, evidenziato nel prosieguo della presente:

Legge n° 1086 del 5 Novembre 1971 (G.U. n° 321 del 21 Dicembre 1971)
"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge n° 64 del 2 Febbraio 1974 (G.U. n° 76 del 21 Marzo 1974)
"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

C.N.R. n° 10024/1986
"Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo"

Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici dell'11 Marzo 1988 (G.U. n° 127 del 1 Giugno 1988 – Supplemento Ordinario)
"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"

Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 1 Febbraio 1992 (G.U. n° 65 del 18 Marzo 1992)
"Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"

Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 9 Gennaio 1996 (G.U. n° 29 del 5 Febbraio 1996 – Supplemento Ordinario)
"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresse per le strutture metalliche"

Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 16 Gennaio 1996 (G.U. n° 29 del 5 Febbraio 1996 – Supplemento Ordinario)
"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"

Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 16 Gennaio 1996 (G.U. n° 29 del 5 Febbraio 1996 – Supplemento Ordinario)
"Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"

Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 156 del 4 Luglio 1996 (G.U. n° 217 del 16 Settembre 1996 – Supplemento Ordinario)
"Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996"

Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 252 del 15 Ottobre 1996 (G.U. n° 277 del 26 Novembre 1996 – Supplemento Ordinario)
"Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996"

Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 65 del 10 Aprile 1997 (G.U. n° 97 del 2 Aprile 1997 – Supplemento Ordinario)
"Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni in Zone Sismiche di cui al Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996"

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003 (G.U. n° 127 dell'8 Maggio 2003 – Supplemento Ordinario n° 72)
"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3316 del 2 Ottobre 2003 (G.U. n° 236 del 10 Ottobre 2003 – Supplemento Ordinario n° 72)
"Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003"

Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile del 21 Ottobre 2003 (G.U. n° 252 del 29 Ottobre 2003)
"Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003,recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»"

Raccomandazioni della Commissione U.E. dell'11 Dicembre 2003 (G.U. dell'Unione Europea del 19 Dicembre 2003 serie L. n. 332/62)
"Raccomandazione della Commissione dell'11 dicembre 2003 relativa all'applicazione e all'uso degli Eurocodici per lavori di costruzione e prodotti strutturali da costruzione"

Nota del Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio Servizio Sismico Nazionale del 29 Marzo 2004
"Elementi informativi sull'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n° 105 dell'8 Maggio 2003)"

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo (UNI ENV 1992-1-1)

Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici

Versione ufficiale della norma europea sperimentale ENV 1992-1-1 approvata dal C.E.N. il 27 Dicembre 1991. Traduzione italiana effettuata a cura dell'U.N.I., aggiornata sulla base del N.A.D. italiano (Sezione III della Parte prima del Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996).

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica (UNI ENV 1997-1)

Parte 1: Regole generali

Versione ufficiale della norma europea sperimentale ENV 1998-5 (edizione Ottobre 1994).

Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture (UNI ENV 1998-1-2)

Parte 1-2: Regole generali – Regole generali per gli edifici.

Versione ufficiale della norma europea sperimentale ENV 1998-1-2 (edizione Ottobre 1994).

Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture (UNI ENV 1998-5)

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnica.

Versione ufficiale della norma europea sperimentale ENV 1997-1 (edizione Ottobre 1994).

3. MATERIALI

Come disposto dal Decreto Ministeriale del 14 Febbraio 1992, sono ammessi calcestruzzi con 15 MPa ≤ R_{ck} ≥ 50 MPa con controlli statistici sia preliminari che in corso d'impiego per R_{ck} ≥ 40 MPa.
In base alle disposizioni dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003 § 5.2.1 però, si rende noto che non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25 (R_{ck} 25 MPa).

Al § 5.2.2 della suddetta Ordinanza si elencano i requisiti che deve possedere l'acciaio per le strutture da realizzare nelle zone sismiche 1, 2 e 3; essendo la struttura oggetto della presente in zona sismica 4 non ci sono prescrizioni.

3.1. CALCESTRUZZO classe R_{ck} 35 MPa[3]

- Massa volumica:

$$\gamma_{cls} = 24'000 \frac{N}{m^3}$$

per il conglomerato cementizio armato ordinario:

$$\gamma_{c.a.} = 25'000 \frac{N}{m^3}$$

- Resistenza caratteristica cubica a compressione:

$$R_{ck} = 35 MPa$$

- Valore caratteristico della resistenza a compressione su cilindro:

$$f_{ck} = 0{,}83 \cdot R_{ck} = 29 MPa$$

- Valore medio della resistenza a trazione:

$$f_{ctm} = 0{,}27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2{,}8 MPa$$

per flessione:

$$f_{cfm} = 1{,}2 \cdot f_{ctm} = 3{,}4 MPa$$

- Valore caratteristico inferiore (frattile 5%) della resistenza a trazione:

$$f_{ctk0,05} = 0{,}7 \cdot f_{ctm} = 2 MPa$$

[3] Le unità di misura utilizzate sono quelle del sistema internazionale S.I. e quindi le tensioni saranno espresse in *Pascal* (Pa) N/m^2. Ricordo: 1 MPa = 10^6 Pa = 10^6 N/m^2 = 1 N/mm^2.

- Valore caratteristico superiore (frattile 95%) della resistenza a trazione:

$$f_{ctk0,95} = 1{,}3 \cdot f_{ctm} = 3{,}7 MPa$$

- Modulo elastico istantaneo di deformazione assiale, tangente all'origine:

$$E_c = 5'700 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 33'722 MPa$$

- Stima del valore medio del modulo secante:

$$E_{cm} = 9{,}5 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 31'400 MPa$$ [4]

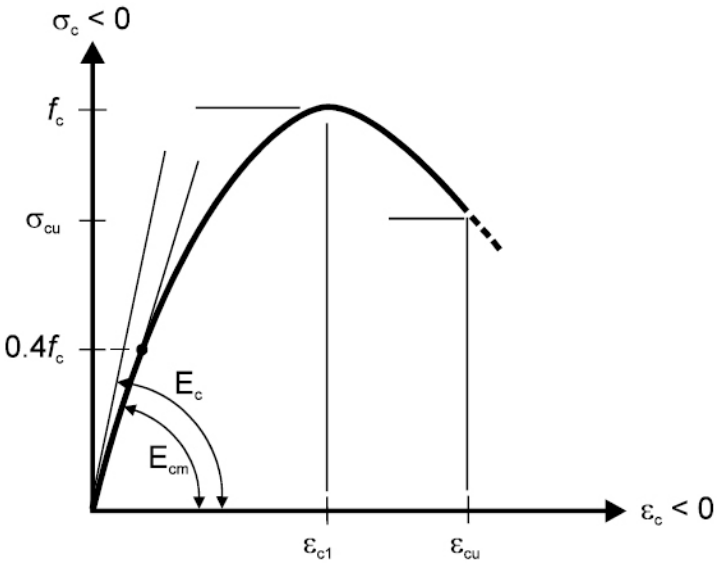


Diagramma tensioni – deformazioni per compressione monoassiale del calcestruzzo.

- Coefficiente di Poisson:

$$\upsilon = 0{,}2$$

- Modulo elastico istantaneo di deformazione trasversale:

$$G_{cm} = \frac{E_{cm}}{2 \cdot (1+\nu)} = \frac{31'400}{2 \cdot (1+0{,}2)} = 13'083 MPa$$

Su disposizione di quanto indicato nell'Eurocodice 2 § 2.2.3 e nel Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996 Parte I – Sezione I (Prescrizioni generali e comuni) e Parte I – Sezione III (Documento di Applicazione Nazionale), i valori di calcolo, allo stato limite ultimo, delle resistenze dei materiali, si ricavano dividendo ciascun valore caratteristico per il fattore di sicurezza parziale γ_m specifico del materiale considerato.
Nella verifica allo stato limite ultimo delle sezioni trasversali, sia l'EC2 (§ 4.2.1.3.3) che il D.M. 9 Gennaio 1996 (§ 4.0.2 e § 4.2.1.3) impongono l'uso di un diagramma

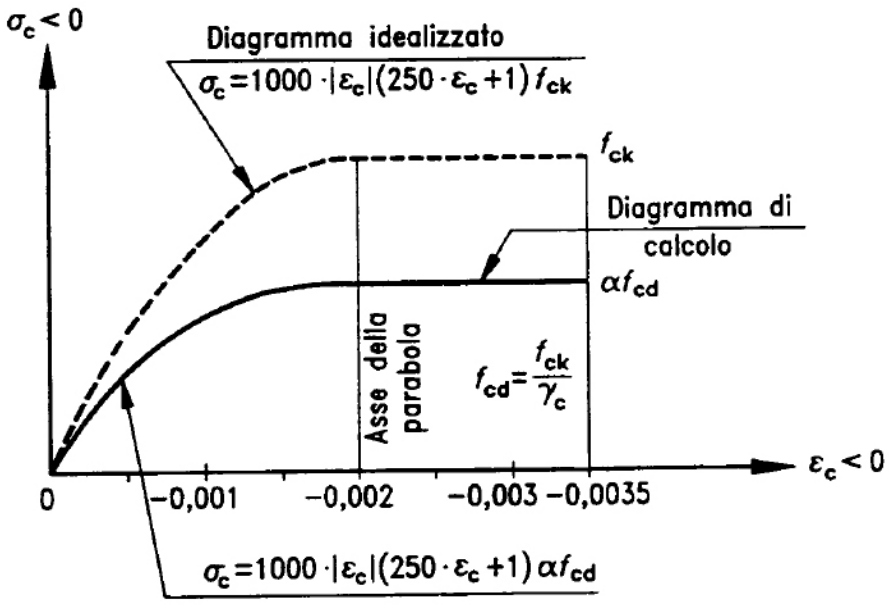
[4] In realtà il modulo di elasticità secante di un calcestruzzo di densità normale R_{ck} 35 MPa vale 31'670 MPa; i produttori di calcestruzzo raccomandano però di utilizzare il valore di 31'400 MPa. Vedi EC2 § 3.1.2.5.2 per chiarimenti.

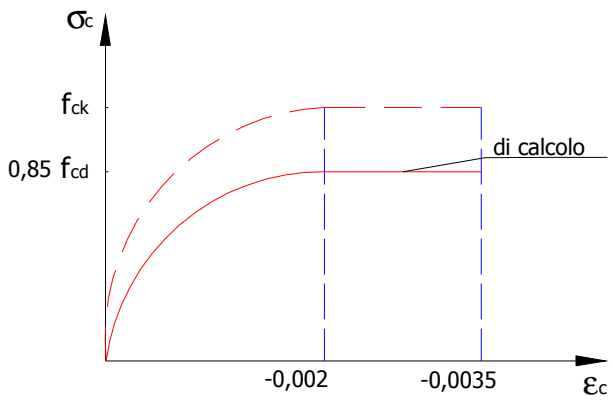
tensioni – deformazioni convenzionale, costituito da un tratto parabolico ed uno costante; le deformazioni limite valgono:

$$\varepsilon_{c1} = 0{,}0020 \qquad\qquad \varepsilon_{cu} = 0{,}0035$$

L'equazione del tratto parabolico si scrive:

$$\sigma_c = \eta \cdot (2 - \eta) \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$





Legame costitutivo per il calcestruzzo: diagramma parabola – rettangolo.

L'EC2 e la norma italiana consentono anche l'uso di una distribuzione di tensione costante, pari ad $\alpha \cdot f_{cd}$ per un'altezza corrispondente a circa l'80% della zona compressa; questa metodologia, indicata col nome di stress – block è quella adottata.

- Fattore di sicurezza parziale:

$$\gamma_c = 1{,}6$$

- Valore di calcolo della resistenza a compressione su cilindro:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 18MPa$$

- Valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento:

$$\tau_{rd} = 0{,}25 \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 0{,}3MPa$$

- Valore di calcolo della resistenza di aderenza ultima:

$$f_{bd} = 2{,}25 \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 2{,}8MPa$$

  Calcolata con γ_c = 1,6 come prescritto nell'edizione italiana dell'Eurocodice 2, per barre ad aderenza migliorata, in condizioni di buona aderenza (diversamente il valore di f_{bd} deve essere moltiplicato per 0,7).

- Resistenza di calcolo a trazione:

$$f_{ctd} = 0{,}7 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 1{,}2MPa$$

- Fattore di riduzione addizionale che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata sulla resistenza a compressione e degli effetti sfavorevoli risultanti dal modo d'applicazione del carico (EC2 § 4.2.1.3.3 (11)):

$$\alpha = 0{,}85$$

- Rapporto fra la resistenza a compressione centrata e a presso flessione (D.M. 9 Gennaio 1996 § 4.2.1.2):

$$\frac{f_{cc}}{f_{cd}} = 0{,}8$$

3.2. ACCIAIO PER CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO ORDINARIO TIPO 430 TEMPCORE, classificato in Italia come Fe B 44 k

- Massa volumica:

$$\gamma_s = 78'500 \frac{N}{m^3}$$

- Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento (valore medio del rapporto):

$$\left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k > 1{,}08$$

- Allungamento uniforme al carico massimo (valore frattile 10% inferiore, duttilità):

$$\varepsilon_{uk} > 5\% \qquad \text{(Classe H: alta duttilità)}$$

- Resistenza caratteristica a trazione:

$$f_{tk} = 540 MPa$$

- Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} = 430 MPa$$

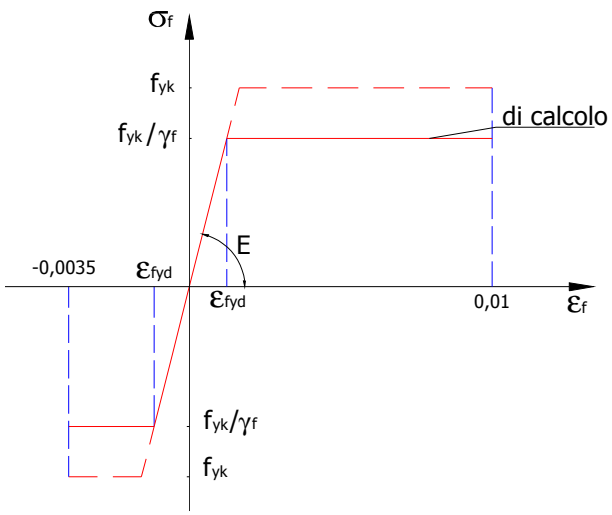
- Modulo elastico normale medio:

$$E_{sm} = 200'000 MPa$$

- Modulo elastico tangenziale:

$$G_s = 84'000 MPa$$

Su disposizione di quanto indicato nell'Eurocodice 2 § 2.2.3 e nel Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996 Parte I – Sezione I (Prescrizioni generali e comuni) e Parte I – Sezione III (Documento di Applicazione Nazionale), i valori di calcolo, allo stato limite ultimo, delle resistenze dei materiali, si ricavano dividendo ciascun valore caratteristico per il fattore di sicurezza parziale γ_m specifico del materiale considerato.
Nella verifica allo stato limite ultimo delle sezioni trasversali, l'EC2 consente di utilizzare diversi diagrammi costitutivi. In accordo con la vigente normativa nazionale si adotta un legame elastico – perfettamente plastico fino al limite convenzionale $\varepsilon_{su} = 0{,}010$.



Legame costitutivo per l'acciaio: elastico – perfettamente plastico.

- Fattore di sicurezza parziale:

$$\gamma_s = 1{,}15$$

- Resistenza di calcolo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 374MPa$$

- Deformazione corrispondente allo snervamento:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 1{,}87 \cdot 10^{-3} = 1{,}87\,‰$$

3.3. TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}), permettono di classificare il profilo stratigrafico del suolo di fondazione, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria E (*Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con V_{S30} > 800 m/s).

Il piano di falda si trova ad una profondità di 10m dal piano di campagna e pertanto non interagisce con le strutture di fondazione.

4. AZIONI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.
Nel progetto delle strutture in zona sismica, infatti, l'intensità dei carichi gravitazionali definisce l'azione sismica di progetto, schematizzata come un sistema di forze orizzontali e verticali proporzionali ai carichi stessi.

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi variabili è stata effettuata in accordo con le disposizioni dei seguenti provvedimenti:
- D.M. L.L. P.P. 16 Gennaio 1996 (G.U. n° 29 del 5 Febbraio 1996 – Suppl. Ord.);
- Circ. 4 Luglio 1996 n° 156 (G.U. n° 217 del 16 Settembre 1996 – Suppl. Ord.).

In base all'EC2 2.2.2.1 (2) in zona sismica le azioni agenti sulla struttura sono classificate, secondo la loro variazione nel tempo, in:
- azioni permanenti G;
- azioni variabili Q;
- azioni eccezionali A (secondo l'O.P.C.M. n° 3274 come E).

4.1. AZIONI PERMANENTI

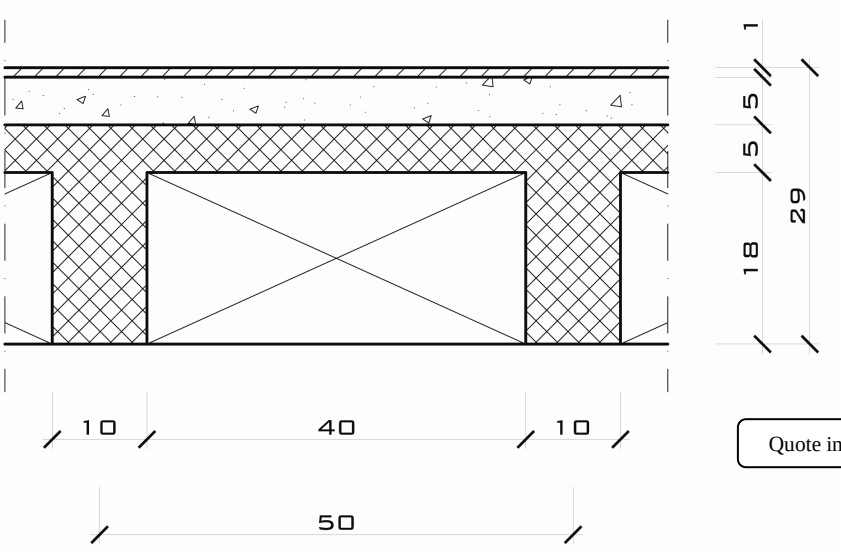
La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.
Per i pesi dei materiali e di elementi costruttivi, in mancanza di accertamenti specifici, si fa riferimento ai pesi riportati al § 5.6 della Circolare n° 156/96 .

<u>ELEMENTI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO ORDINARIO</u>

Il valore dell'azione permanente per elementi in conglomerato cementizio armato ordinario (quali le travi, i pilastri e le pareti) viene calcolato per le effettive dimensioni utilizzando come massa volumica il valore (EC2 § 4212 e Circ. n° 156/96 § 4):

$$\rho = 2'500 \frac{kg}{m^3}$$

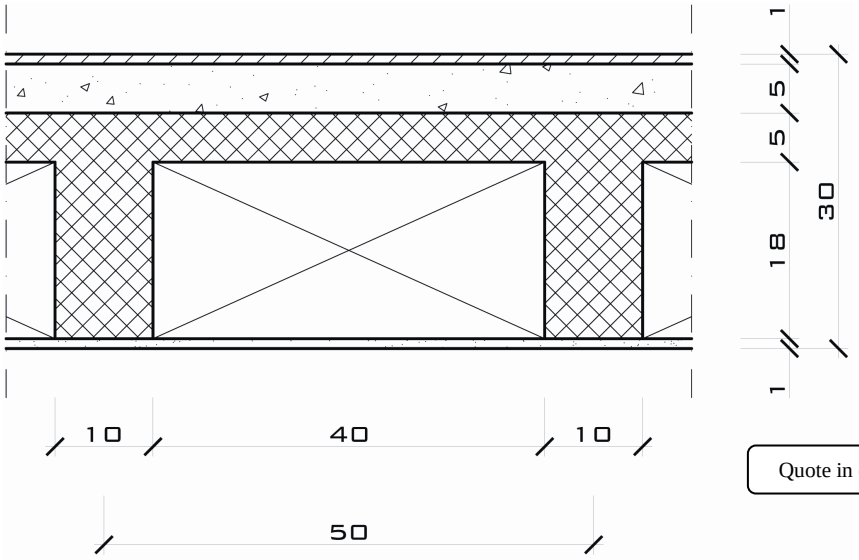
SOLAIO PIANO TERRENO



- Pavimento in ceramica (s = 1 cm) $0{,}2\frac{kN}{m^2}$
- Collante e sottofondo (s = 1 + 4 cm) $0{,}95\frac{kN}{m^2}$
- Solaio in latero – cemento (18 + 5 = 23 cm) $3{,}3\frac{kN}{m^2}$

➢ Peso complessivo $4{,}45\frac{kN}{m^2}$

SOLAIO PIANO TIPO

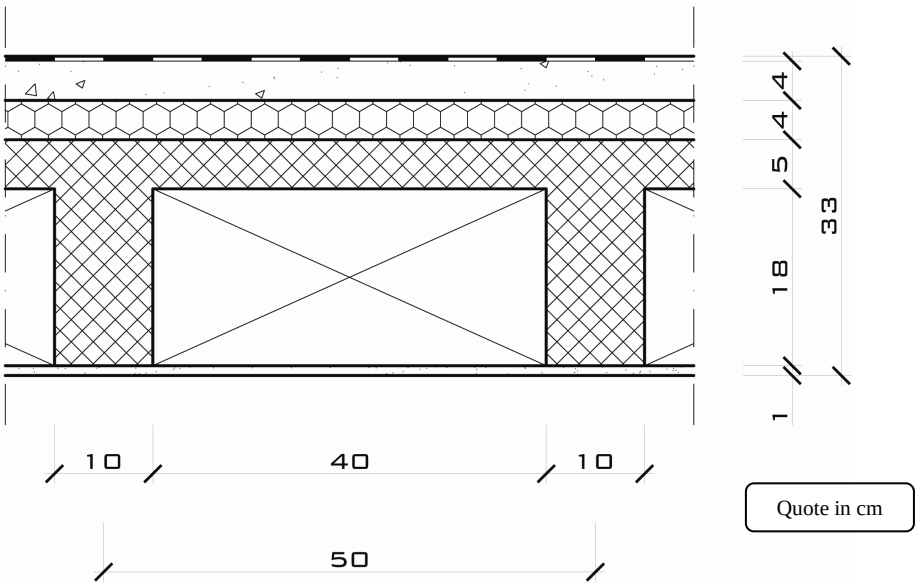


- Pavimento in ceramica (s = 1 cm) $0{,}2\frac{kN}{m^2}$

- Collante e sottofondo (s = 1 + 4 cm) $0{,}95\frac{kN}{m^2}$
- Solaio in latero – cemento (18 + 5 = 23 cm) $3{,}3\frac{kN}{m^2}$
- Intonaco d'intradosso (s = 1 cm) $0{,}2\frac{kN}{m^2}$

➢ Peso complessivo $4{,}65\frac{kN}{m^2}$

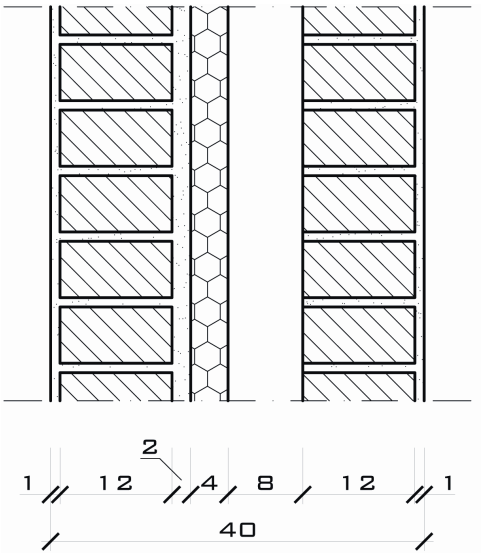
SOLAIO COPERTURA



- Membrana impermeabilizzante bitumosa $0{,}3\frac{kN}{m^2}$
- Sottofondo (s = 4 cm) $0{,}76\frac{kN}{m^2}$
- Isolante PSE 15(s = 4 cm) $0{,}06\frac{kN}{m^2}$
- Solaio in latero – cemento (18 + 5 = 23 cm) $3{,}3\frac{kN}{m^2}$
- Intonaco d'intradosso (s = 1 cm) $0{,}2\frac{kN}{m^2}$

➢ Peso complessivo $4{,}62\frac{kN}{m^2}$

MURATURA DI CHIUSURA ESTERNA



Quote in cm

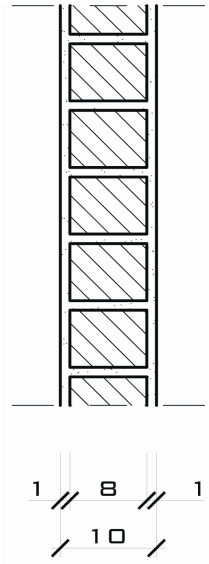
- Muratura in mattoni forati (s = 12 cm) $2{,}64\frac{kN}{m^2}$
- Intonaco (s = 1 + 1 cm) $0{,}4\frac{kN}{m^2}$
- Intonaco rustico (s = 2 cm) $0{,}4\frac{kN}{m^2}$
- Isolante PSE 15 (s = 4 cm) $0{,}06\frac{kN}{m^2}$

➢ Peso complessivo $3{,}5\frac{kN}{m^2}$

Per ciascun piano di altezza netta h = 2,7 m (per le murature si considera per semplicità l'altezza netta, anziché l'altezza al rustico, in quanto i carichi sul solaio sono considerati estesi su tutta la superficie dello stesso) il carico medio lineare di muratura risulta essere:

➢ Peso complessivo $9{,}45\frac{kN}{m}$

MURATURA DI PARTIZIONE INTERNA



Quote in cm

- Muratura in mattoni forati (s = 8 cm) $0{,}88\frac{kN}{m^2}$
- Intonaco sui due lati (s = 1 cm) $0{,}4\frac{kN}{m^2}$

- Peso complessivo $1{,}28\frac{kN}{m^2}$

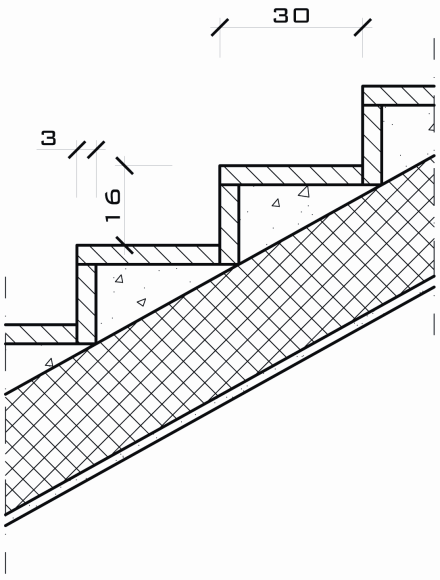
Per ciascun piano, eccetto il piano pilotis, di altezza netta h = 2,7 m (per le murature si considera per semplicità l'altezza netta, anziché l'altezza al rustico, in quanto i carichi sul solaio sono considerati estesi su tutta la superficie dello stesso) il carico medio su unità di superficie, tenuto conto della presenza delle aperture, risulta essere:

Sviluppo complessivo muratura	166 m
Interpiano netto	2,7 m
Superficie lorda di muratura [2,7 · 166]	448,2 m^2
Superficie delle aperture	79,5 m^2
Incidenza delle aperture [79,5 / 448,2 · 100]	17,74 %
Peso complessivo della muratura [(1- 0,1774) · 448,2 · 1,28]	471,92 kN
Carico distribuito sul solaio [471,92 / (13,2 · 32,8)]	$1{,}09\frac{kN}{m^2}$

In base al § 5.1 della circolare n° 156/96, per il calcolo degli orizzontamenti degli edifici di civile abitazione, purché i solaio abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale dei carichi, il carico costituito da divisori di peso minore di 1,5 kN/m^2 (1,28 kN/m^2 < 1,5 kN/m^2) può essere ragguagliato ad un carico uniformemente distribuito sul solaio pari a 1,5 volte il peso complessivo della muratura:

- Peso muratura di partizione interna [1,09 · 1,5] $1{,}64\frac{kN}{m^2}$

RAMPA SCALA



Quote in cm

- Pavimento in marmo (s = 3 cm) $1{,}072\,\frac{kN}{m^2}$
- Collante e sottofondo $1{,}836\,\frac{kN}{m^2}$
- Soletta in c.a. (s = 16 + 4 cm) $2{,}8\,\frac{kN}{m^2}$
- Intonaco d'intradosso (s = 1 cm) $0{,}2\,\frac{kN}{m^2}$

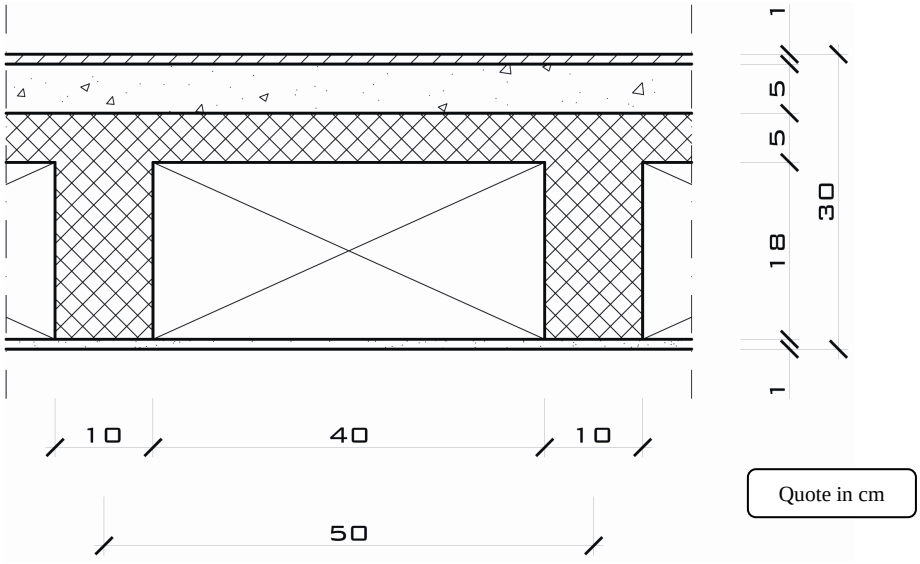
- Peso complessivo $5{,}91\,\frac{kN}{m^2}$

I carichi vanno riferirti alla proiezione orizzontale (α = 29°):

- Pavimento in marmo (s = 3 cm) $1{,}072\,\frac{kN}{m^2}$
- Collante e sottofondo $1{,}836\,\frac{kN}{m^2}$
- Soletta in c.a. (s = 16 + 4 cm) $2{,}45\,\frac{kN}{m^2}$
- Intonaco d'intradosso (s = 1 cm) $0{,}17\,\frac{kN}{m^2}$

➢ Peso complessivo $5{,}53\,\frac{kN}{m^2}$

PIANEROTTOLI SCALA



- Pavimento in ceramica (s = 1 cm) $0{,}2\frac{kN}{m^2}$

- Collante e sottofondo (s = 1 + 4 cm) $0{,}95\frac{kN}{m^2}$
- Solaio in latero – cemento (18 + 5 = 23 cm) $3{,}3\frac{kN}{m^2}$
- Intonaco d'intradosso (s = 1 cm) $0{,}2\frac{kN}{m^2}$

➢ Peso complessivo $4{,}65\frac{kN}{m^2}$

4.2. AZIONI VARIABILI

L' intensità delle azioni variabili è stata quantificata secondo le indicazioni della Circolare n° 156 del 4 Luglio 1996.

4.2.1. VENTO

In base al § 7 della Circ. 156-96, le azioni statiche del vento si traducono in pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.
L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.
Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento, qui però trascurate date la piccola entità in confronto alla massa della costruzione.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento;
c_e è il coefficiente d'esposizione;
c_p è il coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico;
c_d è il coefficiente dinamico.

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{1{,}6}$$

dove:

v_{ref} è la velocità di riferimento del vento.

In base alla Tabella 7.1:

ZONA	**DESCRIZIONE**	$v_{ref,0}$ **(m/s)**	a_0 **(m)**	k_a **(l/s)**
1	Piemonte, …	25	1'000	0,012

In mancanza di adeguate indagini statistiche, essendo la costruzione realizzata a 350 m s.l.m., la velocità di riferimento del vento è data dall'espressione:

$$v_{ref} = v_{ref,0} \quad \text{per} \quad a_s \le a_0$$

quindi:

$$v_{ref} = 25\frac{m}{s} \quad \text{visto che} \quad 350m \le 1'000m$$

La pressione cinetica di riferimento sarà pari a:

$$q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{1{,}6} = \frac{25^2}{1{,}6} = 390{,}625\frac{N}{m^2}$$

COEFFICIENTE D'ESPOSIZIONE

Il coefficiente d'esposizione dipende dall'altezza z della costruzione sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito dove sorgerà la costruzione.

E' dato dalle seguente espressioni:

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

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

dove:

c_t è il coefficiente di topografia, pari a 1;

k_t, z_0, $z_{\min}$ sono assegnati in funzione di:

Classe di rugosità del terreno	**Descrizione**
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive.

Zona 1;
Distanza dalla costa > 40 km;
$a_s = 350m < 500m$.

Da cui si ricava la Categoria d'esposizione del sito: IV.

Dalla Tabella 7.2 si evince:

Categoria d'esposizione del sito	k_t	z_0 **(m)**	$z_{\min}$ **(m)**
IV	0,22	0,3	8

Quindi:

Per z < 8 m → $c_e(z) = c_e(z_{\min})$:

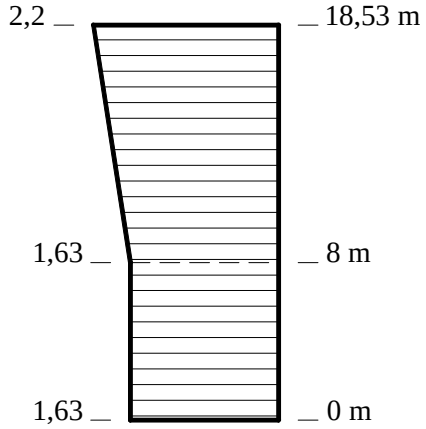
$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) = c_e(8m) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] =$$

$$= 0{,}22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{8}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{8}{0{,}3}\right)\right] = 1{,}63$$

Per z ≥ 8 m → $c_e(z)$ cresce con legge logaritmica; si approssimerà però l'andamento logaritmico con una distribuzione lineare delle pressioni e depressioni:

$$c_e(18{,}53m) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] =$$

$$= 0{,}22^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{18{,}53}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{18{,}53}{0{,}3}\right)\right] = 2{,}22$$



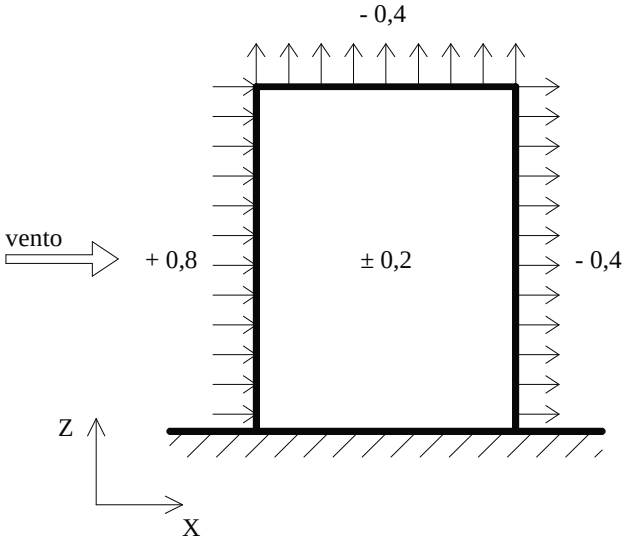
Andamento del coefficiente d'esposizione.

COEFFICIENTE DI FORMA O AERODINAMICO

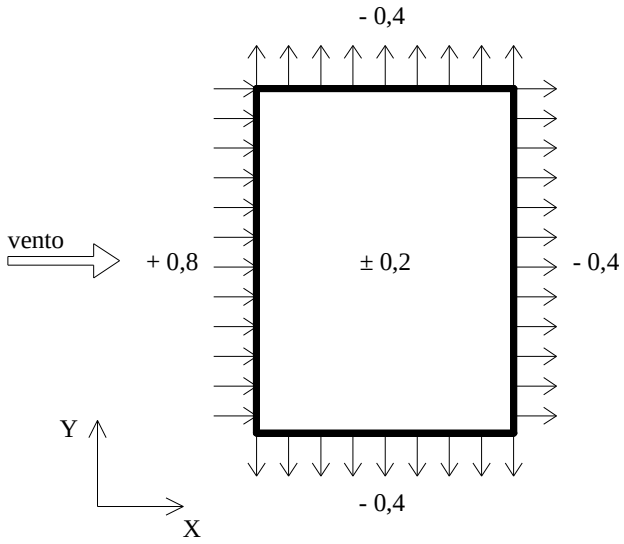
Il coefficiente di forma dipende dalla forma dell'edificio e dal tipo di esposizione, sopravento o sottovento, dell'elemento strutturale al vento. In assenza di più precise valutazione, essendo l'edificio a pianta rettangolare, si assumono i seguenti coefficienti di normativa:

- per la valutazione della pressione esterna:
  - per pareti verticali sopravento $c_{p,e} = +0{,}8$
  - per pareti verticali e inclinate sottovento $c_{p,e} = -0{,}4$
  - per superfici inclinate sopravento (α = 0°) $c_{p,e} = -0{,}4$
- per la valutazione della pressione interna:
  - costruzioni non stagne $c_{p,i} = \pm 0{,}2$

La distribuzione dei coefficienti è quella riportata nei seguenti schemi:

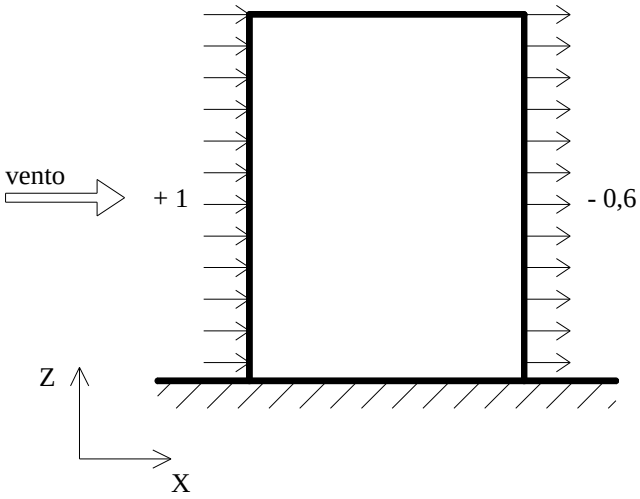


In sezione.

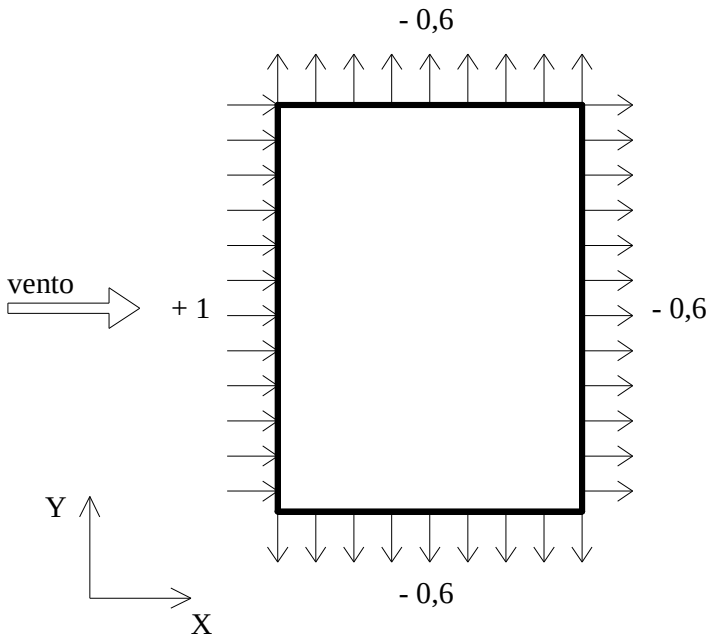


In planimetria.

Si trascurano a favore di sicurezza gli effetti della pressione negativa sulla copertura, in quanto di alleggerimento; l'inviluppo risulta essere:



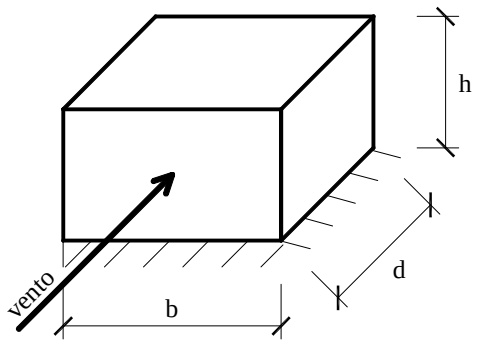
In sezione.



In planimetria.

<u>COEFFICIENTE DINAMICO</u>

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni e depressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. In mancanza di più precise valutazioni, dai dati dimensionali sotto riportati, in base alla fig. C.7.10 (a) – Edifici in c.a. o muratura:



b = 32,8 m
h = 20,53 m
d = 13,2 m

il coefficiente dinamico c_d vale 0,91.

CALCOLO DELLE PRESSIONI

$$p(0 \div 8m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot 1{,}63 \cdot 1 \cdot 0{,}91 = 581 \frac{N}{m^2}$$

$$p(10{,}5m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot c_e(10{,}5m) \cdot 1 \cdot 0{,}91 =$$

$$= 355{,}5 \cdot \left\{ 0{,}22^2 \cdot \ln\left(\frac{10{,}5}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{10{,}5}{0{,}3}\right) \right] \right\} = 646 \frac{N}{m^2}$$

$$p(12m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot c_e(12m) \cdot 1 \cdot 0{,}91 =$$
$$= 355{,}5 \cdot \left\{ 0{,}22^2 \cdot \ln\left(\frac{12}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{12}{0{,}3}\right) \right] \right\} = 678{,}44 \frac{N}{m^2}$$

$$p(13{,}5m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot c_e(13{,}5m) \cdot 1 \cdot 0{,}91 =$$
$$= 355{,}5 \cdot \left\{ 0{,}22^2 \cdot \ln\left(\frac{13{,}5}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{13{,}5}{0{,}3}\right) \right] \right\} = 708 \frac{N}{m^2}$$

$$p(15m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot c_e(15m) \cdot 1 \cdot 0{,}91 =$$
$$= 355{,}5 \cdot \left\{ 0{,}22^2 \cdot \ln\left(\frac{15}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{15}{0{,}3}\right) \right] \right\} = 734{,}5 \frac{N}{m^2}$$

$$p(16{,}5m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot c_e(16{,}5m) \cdot 1 \cdot 0{,}91 =$$
$$= 355{,}5 \cdot \left\{ 0{,}22^2 \cdot \ln\left(\frac{16{,}5}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{16{,}5}{0{,}3}\right) \right] \right\} = 759 \frac{N}{m^2}$$

$$p(18{,}53m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot 2{,}22 \cdot 1 \cdot 0{,}91 = 789 \frac{N}{m^2}$$

CALCOLO DELLE DEPRESSIONI

$$p(0 \div 8m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot 1{,}63 \cdot (-0{,}6) \cdot 0{,}91 = -349 \frac{N}{m^2}$$

$$p(10{,}5m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot c_e(10{,}5m) \cdot (-0{,}6) \cdot 0{,}91 =$$
$$= 355{,}5 \cdot \left\{ 0{,}22^2 \cdot \ln\left(\frac{10{,}5}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{10{,}5}{0{,}3}\right) \right] \right\} \cdot (-0{,}6) = -387{,}43 \frac{N}{m^2}$$

$$p(12m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot c_e(12m) \cdot (-0{,}6) \cdot 0{,}91 =$$
$$= -213{,}3 \cdot \left\{ 0{,}22^2 \cdot \ln\left(\frac{12}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{12}{0{,}3}\right) \right] \right\} = -407{,}1 \frac{N}{m^2}$$

$$p(13{,}5m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot c_e(13{,}5m) \cdot (-0{,}6) \cdot 0{,}91 =$$
$$= -213{,}3 \cdot \left\{ 0{,}22^2 \cdot \ln\left(\frac{13{,}5}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{13{,}5}{0{,}3}\right) \right] \right\} = -425 \frac{N}{m^2}$$

$$p(15m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot c_e(15m) \cdot (-0{,}6) \cdot 0{,}91 =$$
$$= -213{,}3 \cdot \left\{ 0{,}22^2 \cdot \ln\left(\frac{15}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{15}{0{,}3}\right) \right] \right\} = -441 \frac{N}{m^2}$$

$$p(16{,}5m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390{,}625 \cdot c_e(16{,}5m) \cdot (-0{,}6) \cdot 0{,}91 =$$

$$= -213{,}3 \cdot \left\{ 0{,}22^2 \cdot \ln\left(\frac{16{,}5}{0{,}3}\right) \cdot \left[7 + \ln\left(\frac{16{,}5}{0{,}3}\right) \right] \right\} = -455{,}4 \frac{N}{m^2}$$

$$p(18{,}53m) = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = -213{,}3 \cdot 2{,}22 = -474 \frac{N}{m^2}$$

4.2.2. NEVE

L'azione della neve dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Il carico dovuto alla neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. In mancanza di indagini più accurate, il carico neve sulla copertura viene valutato con la seguente espressione:

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

dove:

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo.

<u>COEFFICIENTE DI FORMA DELLA COPERTURA</u>

In mancanza di adeguate indagini statistiche, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, essendo la località posta a quota a_s = 350 m s.l.m., inferiore a 1'500 m s.l.m., viene assunto pari a:

$$\left\{ \begin{matrix} Zona_1 \\ 200 < a_s \leq 750m \end{matrix} \right\} \Rightarrow q_{sk} = 1{,}6 + \frac{3 \cdot (a_s - 200)}{1'000} = 1{,}6 + \frac{3 \cdot (350 - 200)}{1'000} = 2{,}05 \frac{kN}{m^2}$$

<u>COEFFICIENTE DI FORMA DELLA COPERTURA</u>

La copertura è del tipo piana, con α = 0°; i coefficienti di forma sono come da tabella:

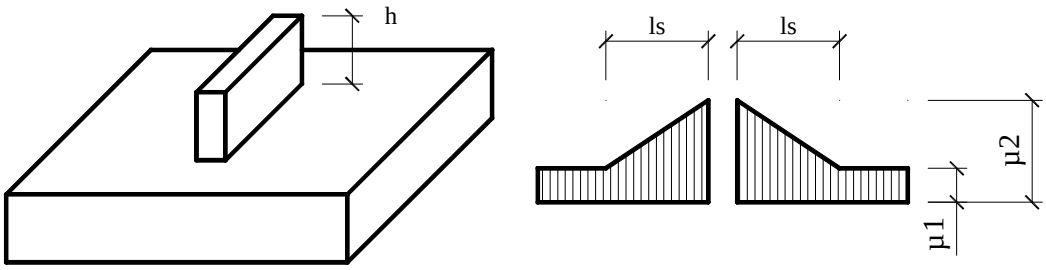
Coefficienti di forma	**0° ≤ α ≤ 15°**
μ_1	0,8
μ_2	0,8
μ_3	$0{,}8 + \frac{0{,}8 \cdot \alpha}{30} = 0{,}8 + \frac{0{,}8 \cdot 0}{30} = 0{,}8$
μ_1^*	0,8

In fine il carico neve sulla copertura avrà la seguente entità:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} = 0{,}8 \cdot 2{,}05 = 1{,}64 \frac{kN}{m^2}$$

ACCUMULO CONTRO PARETI VERTICALI

In presenza di vento la neve può accumularsi contro il parapetto della copertura, in conseguenza della ridotta velocità dell'aria nella parte sottovento; i coefficienti di forma in corrispondenza del parapetto valgono:



$\mu_1 = 0{,}8$

$\mu_2 = \dfrac{\gamma \cdot h}{q_{sk}}$ con la limitazione $0{,}8 \le \mu_2 \le 2{,}0$

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}} = \frac{2 \cdot 0{,}5}{2{,}05} = 0{,}5 \Rightarrow 0{,}8$$

mentre:

$l_s = 2 \cdot h$ ma non occorre calcolarlo data l'uguaglianza di μ_1 con μ_2.

In conclusione si evince dai calcoli che risulta trascurabile a favore di sicurezza l'influenza dell'accumulo, o meglio del non accumulo, di neve contro pareti verticali.

4.2.3. SOVRACCARICHI VARIABILI

La circolare n° 156/96 fornisce, al § 5.2 Prospetto 5.1, il valore dei sovraccarichi variabili per gli edifici:

	TIPI DI LOCALE	**Verticali ripartiti kN/m^2**
1	Ambienti non suscettibili di affollamento (locali abitazione e relativi servizi) e relativi terrazzi a livello praticabili.	2
5	Balconi e scale comuni.	4
7	Coperture non accessibili.	0,5

4.3. AZIONI ECCEZIONALI (sisma)

Di seguito sono riportati i contenuti salienti del D.G.R. del 17 Novembre 2003 n° 61/1107 della Regione Piemonte, per l'applicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 Marzo 2003 n° 3274, il quale definisce le modalità operative di applicazione.

[…]
2) Per la zona 4:
- non è introdotto l'obbligo della progettazione antisismica, ad esclusione di alcune tipologie di edifici e costruzioni rientranti tra quelli di interesse strategico di nuova costruzione individuati con D.G.R. del 23 Dicembre 2003 n° 64/11402 a seguito dell'emanazione del Decreto Presidente del Consiglio dei Ministri dipartimento di Protezione Civile del 21 Ottobre 2003 contenenti disposizioni dell'O.P.C.M. 3274/2003 in attuazione dell'art. 2, commi 2, 3 e 4 della suddetta Ordinanza;
- non è introdotto l'obbligo del rispetto dell'art. 89 del Decreto del Presidente della Repubblica del 6 Giugno 2001 n° 380 "Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia", fatta salva la permanenza dell'obbligo relativamente agli abitati da consolidare;

8) Stabilisce che le disposizioni di cui alla presente deliberazione entrano in vigore a partire dal 1 Gennaio 2004.
[…]

Inoltre in base a quanto specificato nell'O.P.C.M. 3274/2003 § 5.8, non è richiesta la verifica allo Stato Limite di Danno (SLD).

Detto ciò si è comunque proceduti alla progettazione antisismica dell'edificio, riservandosi la possibilità di tralasciare il calcolo degli spostamenti d'interpiano e quindi la verifica allo Stato Limite di Danno.

Il sisma è considerato un'azione eccezionale che, per l'analisi strutturale, va combinata con le altre azioni agenti sulla struttura nella situazione di progetto/verifica accidentale.
Per la definizione del moto sismico la recente normativa italiana, l'O.P.C.M. n° 3274, ispirandosi a quella europea dell'Eurocodice 8, adotta il modello di calcolo basato sull'uso di uno spettro di risposta in accelerazione.
La costruzione dello spettro di risposta avviene in due fasi successive, definendo in sequenza:
- la forma dello spettro e le caratteristiche locali del terreno di fondazione:
  SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO $S_e(T)$;
- la riduzione della risposta spettrale mediante il fattore di struttura q:
  SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO PER ANALISI LINEARI $S_d(T)$.

Mentre l'impiego dello spettro di risposta è permesso per qualsiasi edificio, il tipo di analisi strutturale adottabile va scelto in base a precise condizioni di regolarità strutturale.

4.3.1. CATEGORIA DI SUOLO DI FONDAZIONE (§ 3.1)

Le indagini conoscitive sul terreno, effettuate mediante il valore N_{SPT} (numero di colpi in una prova penetrometrica), definiscono l'appartenenza del suolo di fondazione alla **categoria E** (*profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con V_{S30} > 800 m/s), cui competono i seguenti parametri:

Categoria del suolo	**S**	**T_B**	**T_C**	**T_D**
E	1,25	0,15	0,5	2

4.3.2. ZONA SISMICA (§ 3.2.1)

Il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g (accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A) espresso come frazione dell'accelerazione di gravità g.
L'edificio oggetto della presente sorge in **zona sismica 4** a cui compete a_g = 0,05g.

4.3.3. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO Se(T) (§ 3.2.3)

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima ($a_g \cdot S$) del terreno che caratterizza il sito.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale, composta da due componenti orizzontali indipendenti, è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2{,}5 - 1)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

con:

η fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente $\xi = 5$:

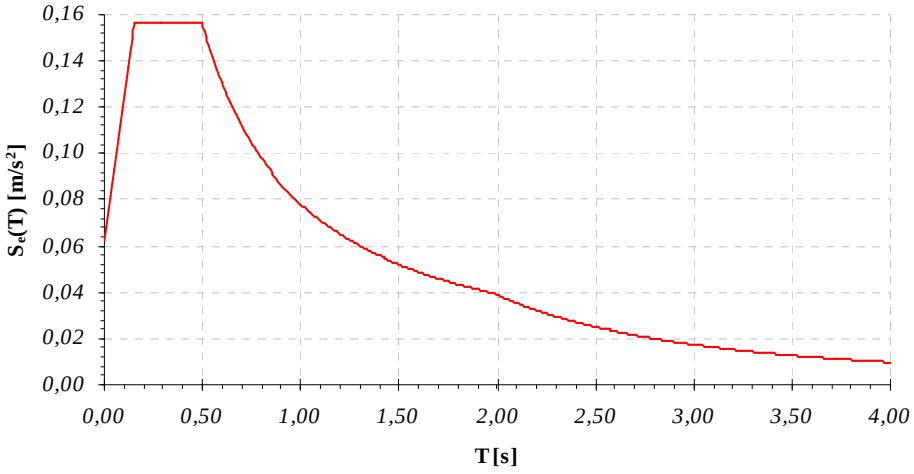
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} = \sqrt{\frac{10}{5+5}} = 1 \ge 0{,}55$$

T periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D sono i periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

Per la costruzione in esame lo spettro elastico della componente orizzontale risulta essere:

SPETTRO ELASTICO DELLA COMPONENTE ORIZZONTALE



Come espressamente indicato nell'Ordinanza, lo spettro sopra definito può essere applicato per periodi di vibrazione che non eccedono i 4s; per periodi superiori lo spettro dovrà essere definito da appositi studi.

4.3.4. SISTEMA COSTRUTTIVO

In base all'O.P.C.M. n° 3274 si evince:

Sistema costruttivo	Sotto – sistema costruttivo
Edifici con struttura in cemento armato.	Misto a telai e pareti.

4.3.5. ALTEZZE E DISTANZE

L'altezza massima degli edifici di nuova costruzione è specificata in funzione del sistema costruttivo e della zona sismica, per l'edificio in esame:

$$\left\{\begin{matrix} Edifici_con_struttura_in_calcestruzzo \\ Zona_sismica_4 \end{matrix}\right\} \Rightarrow \text{Nessuna limitazione in altezza.}$$

4.3.6. REGOLARITA' STRUTTURALE

Il requisito di regolarità è stato introdotto in Italia solo con la recente normativa sismica (O.P.C.M. n° 3274 del 20 Marzo 2003) e secondo tale è condizione necessaria per determinare il sistema di forze sismiche attraverso un'analisi statica o, come meglio definita dall'Eurocodice 8, dinamica semplificata.
Occorre pertanto definire quali condizioni di regolarità la struttura presenta prima di poter scegliere un metodo di analisi semplificato ed il modello di calcolo sul quale applicarlo.

Al § 4.3.1. dell'O.P.C.M. si definiscono due casi di regolarità:
- regolarità in pianta;
- regolarità in altezza.

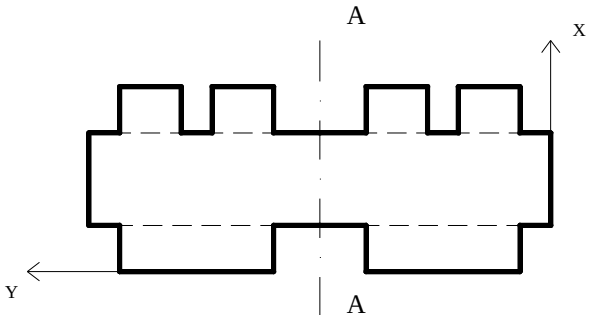
Ricordiamo che si definisce *regolare* un edificio che rispetti sia i criteri di regolarità in pianta, sia i criteri di regolarità in altezza.

4.3.6.1.REGOLARITA' IN PIANTA

In base a quanto afferma la recente normativa antisismica, un edificio è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

a) La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze.

Come si può chiaramente vedere dalla planimetria sottostante la configurazione in pianta è compatta e risulta simmetrica, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze, all'asse A-A parallelo all'asse X.

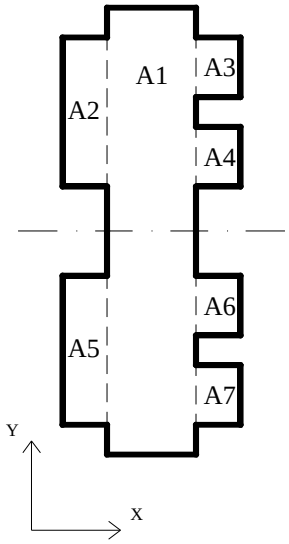


Vista planimetrica.

Occorre verificare la simmetria rispetto alla direzione Y.

<u>BARICENTRO GEOMETRICO</u>

Data la seguente planimetria dell'edificio:



Vista planimetrica.

Calcolo delle area elementari:

$$A_1 = 13{,}2 \cdot 32{,}8 = 432{,}96 m^2$$

$$A_2 = A_5 = 1{,}25 \cdot 8{,}6 = 10{,}75 m^2$$

$$A_3 = A_4 = A_6 = A_7 = 1{,}25 \cdot 3{,}15 = 3{,}9375 m^2$$

Calcolo dei momenti statici ($S_{y,i} = A_i \cdot x_i$) delle aree elementari rispetto all'asse delle ordinate Y:

$$S_{y,A2} = S_{y,A5} = 10{,}75 \cdot \frac{1{,}25}{2} = 6{,}45 m^3$$

$$S_{y,A1} = 432{,}96 \cdot \left(1{,}25 + \frac{13{,}2}{2}\right) = 3'398{,}736 m^3$$

$$S_{y,A3} = S_{y,A4} = S_{y,A6} = S_{y,A7} = 3{,}9375 \cdot \left(1{,}25 + 13{,}2 + \frac{1{,}25}{2}\right) = 59{,}3578125 m^3$$

Coordinate del baricentro geometrico:

$$X_G = \frac{\sum S_{y,i}}{\sum A_i} = \frac{6{,}45 \cdot 2 + 3'398{,}736 + 59{,}3578125 \cdot 4}{432{,}96 + 10{,}75 \cdot 2 + 3{,}9375 \cdot 4} = 7{,}761 m$$

$$Y_G = \frac{32{,}8}{2} = 16{,}4 m$$ (per la condizione di simmetria prima esposta)

<u>BARICENTRO DELLE RIGIDEZZE</u>

Per quanto riguarda la simmetria delle rigidezze è necessario innanzitutto stabilire che cosa intenda l'Ordinanza in questo caso per rigidezze, se solo quelle degli elementi verticali o considerando anche l'influenza delle membrature orizzontali (travi soprattutto); ancora potrebbe intendersi per rigidezza il rapporto tra la forza agente e lo spostamento indotto (in tal caso la valutazione è necessariamente ex post ed ha difficoltà insormontabili nel caso di schematizzazione non a piani infinitamente rigidi); oppure una valutazione di tipo shear type.
Si è scelta la *valutazione di tipo shear type* di seguito trattata.

Si definisce rigidezza k, la forza F da applicare all'estremità di un elemento strutturale per ottenere uno spostamento relativo δ unitario delle estremità. Dalla relazione $F = K \cdot \delta$ per $\delta = 1$ otteniamo $F = K$.
Per il calcolo di $\delta_{x,y}$ si possono distinguere i seguenti casi:

1. <u>elementi con sezione rettangolare.</u>
   Per il calcolo della posizione del centro di rigidezza si può considerare come forza $F_{x,y}$ il tagliante V alla base dell'elemento agente secondo le direzioni principali X ed Y, e come spostamento $\delta_{x,y}$ il corrispondente spostamento relativo al primo impalcato. La rigidezza $K_{x,y}$ rappresenta allora una proprietà

caratteristica di ciascun elemento verticale che collega le fondazioni con il primo orizzontamento del fabbricato.
Considerando i contributi alla deformazione di flessione δ_M e taglio δ_V, lo spostamento orizzontale relativo degli elementi della struttura risulta essere:

$$\delta_{x,y} = \delta_M + \delta_V = 2 \cdot \left[\frac{\left(\frac{h}{2}\right)^3}{3 \cdot E_{cm} \cdot J_{y,x}} + t \cdot \frac{\frac{h}{2}}{G_{cm} \cdot A_c} \right] \cdot V_{x,y}$$

dove:

- h è l'altezza d'interpiano;
- E_{cm} è il modulo di elasticità longitudinale del calcestruzzo;
- $J_{x,y}$ è il momento d'inerzia baricentrico della sezione di calcestruzzo non fessurata dell'elemento rispetto agli assi X ed Y;
- t è il fattore di taglio della sezione, vale $\frac{6}{5}$ per le sezioni rettangolari;
- G_{cm} è il modulo di elasticità trasversale del calcestruzzo;
- A_c è l'area della sezione; $A_c = b_x \cdot b_y$.

La rigidezza di un elemento strutturale verticale secondo le due direzioni principali $K_{x,y}$ risulta pertanto espressa da:

$$\frac{F_{x,y}}{\delta_{x,y}} = K_{x,y} = \left(\frac{h^3}{12 \cdot E_{cm} \cdot J_{y,x}} + \frac{t \cdot h}{G_{cm} \cdot A_c} \right)^{-1}$$

posto:

$$J_{y,x} = A_c \cdot \rho_{y,x}^2$$

con:

$$\rho_{y,x}^2 = \frac{b_{y,x}^2}{12}$$

diventa:

$$K_{x,y} = \frac{E_{cm} \cdot A_c}{h} \cdot \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{h}{\rho_{y,x}} \right)^2 + 2{,}4 \cdot t \right]^{-1}$$

Il primo termine entro parentesi è proporzionale alla "snellezza" flessionali della sezione, il secondo alla rigidezza a taglio della sezione.

2. <u>elementi vano – ascensore e pareti strutturali (setti).</u>
Per il calcolo delle rigidezze di codesti elementi viene adottato uno schema di mensola incastrata alla base e libera in sommità.

In questo caso la rigidezza di un elemento strutturale verticale secondo le due direzioni principali $K_{x,y}$ risulta pertanto espressa da:

$$K_{x,y} = \frac{E_{cm} \cdot A_c}{h} \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{h}{\rho_{y,x}} \right)^2 + 2{,}4 \cdot t \right]^{-1}$$

Il calcolo del centro delle rigidezze avviene per le sezioni riscontrabili:

PILASTRI

50 x 30 cm

$$K_y = \frac{31'400 \cdot 10^6}{3} \cdot 0{,}15 \cdot \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{3}{\frac{0{,}3}{\sqrt{12}}} \right)^2 + 2{,}88 \right]^{-1} = 15'260'497{,}67 \frac{N}{m}$$

90 x 30 cm

$$K_y = \frac{31'400 \cdot 10^6}{3} \cdot 0{,}27 \cdot \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{3}{\frac{0{,}3}{\sqrt{12}}} \right)^2 + 2{,}88 \right]^{-1} = 27'468'895{,}8 \frac{N}{m}$$

30 x 50 cm

$$K_y = \frac{31'400 \cdot 10^6}{3} \cdot 0{,}15 \cdot \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{3}{\frac{0{,}5}{\sqrt{12}}} \right)^2 + 2{,}88 \right]^{-1} = 40'380'658{,}44 \frac{N}{m}$$

30 x 30 cm

$$K_y = \frac{31'400 \cdot 10^6}{3} \cdot 0{,}09 \cdot \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{3}{\frac{0{,}3}{\sqrt{12}}} \right)^2 + 2{,}88 \right]^{-1} = 9'156'298{,}6 \frac{N}{m}$$

30 x 90 cm

$$K_y = \frac{31'400 \cdot 10^6}{3} \cdot 0{,}27 \cdot \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{3}{\frac{0{,}9}{\sqrt{12}}} \right)^2 + 2{,}88 \right]^{-1} = 201'985'387{,}5 \frac{N}{m}$$

Ossia:

SEZIONE (cm)	A_{ci} (m^2)	K_{yi} (N/m)	K_{xi} (N/m)
50 x 30	0,15	15'260'497,67	40'380'658,44
90 x 30	0,27	27'468'895,8	201'985'387,5
30 x 50	0,15	40'380'658,44	15'260'497,67
30 x 30	0,09	9'156'298,6	9'156'298,6
30 x 90	0,27	201'985'387,5	27'468'895,8

PARETI

200 x 30 cm

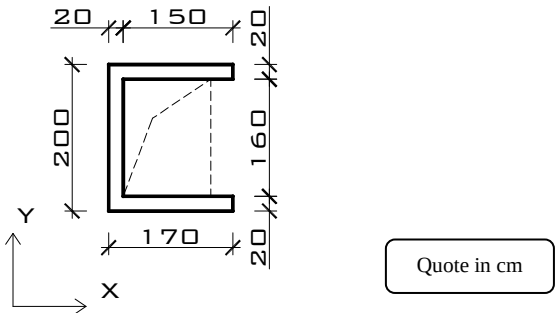
$$K_y = \frac{31'400 \cdot 10^6}{3} \cdot 0{,}6 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{3}{\frac{0{,}3}{\sqrt{12}}} \right)^2 + 2{,}88 \right]^{-1} = 15'587'768{,}07 \frac{N}{m}$$

$$K_x = \frac{31'400 \cdot 10^6}{3} \cdot 0{,}6 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{3}{\frac{2}{\sqrt{12}}} \right)^2 + 2{,}88 \right]^{-1} = 528'619'528{,}6 \frac{N}{m}$$

Ossia:

SEZIONE (cm)	A_{ci} (m^2)	K_{yi} (N/m)	K_{xi} (N/m)
200 x 30	0,6	15'587'768,6	528'619'528,6

VANO ASCENSORE
Le caratteristiche geometriche dei due vani ascensore risultano essere:



I momenti d'inerzia baricentrici della sezione di calcestruzzo non fessurata dell'elemento rispetto agli assi X ed Y valgono:

$$J_x = 0{,}2872 m^4$$

$$J_x = 0{,}6213 m^4$$

Le rigidezze valgono:

$$K_y = \frac{31'400 \cdot 10^6}{3} \cdot 1 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{3}{0,53591} \right)^2 + 2,88 \right]^{-1} = 785'450'704,3 \frac{N}{m}$$

$$K_x = \frac{31'400 \cdot 10^6}{3} \cdot 1 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{3}{0,78823} \right)^2 + 2,88 \right]^{-1} = 1'357'793'468 \frac{N}{m}$$

Ossia:

SEZIONE (cm)	**A_{ci} (m^2)**	**K_{yi} (N/m)**	**K_{xi} (N/m)**
Vano ascensore	1	785'450'704,3	1'357'793'468

La posizione del centro delle rigidezze K degli elementi strutturali verticali rispetto al sistema di riferimento piano globale X,Y,Z ha coordinate:

ELEMENTO	**X_i (m)**	**K_{Yi} (N / m)**	**$K_{Yi} \cdot X_i$ (N)**
Parete 1	2,25	15'587'768,07	35'072'478,16
Pilastro 2	4,35	15'260'497,67	66'383'164,86
Pilastro 3	7,4	27'468'895,80	203'269'828,92
Pilastro 4	10,2	15'260'497,67	155'657'076,23
Parete 5	13,35	15'587'768,07	208'096'703,73
Pilastro 6	1,4	40'380'658,44	56'532'921,82
Pilastro 7	4,35	15'260'497,67	66'383'164,86
Pilastro 8	7,4	15'260'497,67	112'927'682,76
Pilastro 9	10,2	15'260'497,67	155'657'076,23
Pilastro 10	13,35	40'380'658,44	539'081'790,17
Pilastro 11	1,4	40'380'658,44	56'532'921,82
Pilastro 12	4,35	15'260'497,67	66'383'164,86
Vano Ascensore 1	7,76	785'450'704,30	6'095'097'465,37
Pilastro 14	10,2	15'260'497,67	155'657'076,23
Pilastro 15	14,2	9'156'298,60	130'019'440,12
Pilastro 17	10,2	15'260'497,67	155'657'076,23
Pilastro 18	14,2	9'156'298,60	130'019'440,12
Pilastro 19	1,4	40'380'658,44	56'532'921,82
Pilastro 20	4,35	15'260'497,67	66'383'164,86
Pilastro 21	7,4	15'260'497,67	112'927'682,76
Pilastro 22	10,2	15'260'497,67	155'657'076,23
Pilastro 23	14,2	9'156'298,60	130'019'440,12
Pilastro 24	1,4	201'985'387,50	282'779'542,50
Pilastro 25	4,35	15'260'497,67	66'383'164,86
Parete 26	7,4	15'587'768,07	115'349'483,72
Pilastro 27	10,2	15'260'497,67	155'657'076,23
Pilastro 28	14,2	201'985'387,50	2'868'192'502,50
Pilastro 29	1,4	40'380'658,44	56'532'921,82
Pilastro30	4,35	15'260'497,67	66'383'164,86
Pilastro 31	7,4	15'260'497,67	112'927'682,76
Pilastro 32	10,2	15'260'497,67	155'657'076,23
Pilastro 33	14,2	9'156'298,60	130'019'440,12
Pilastro 35	10,2	15'260'497,67	155'657'076,23
Pilastro 36	14,2	9'156'298,60	130'019'440,12

ELEMENTO	X_i (m)	K_{Yi} (N / m)	$K_{Yi} \cdot X_i$ (N)
Pilastro 37	1,4	40'380'658,44	56'532'921,82
Pilastro 38	4,35	15'260'497,67	66'383'164,86
Vano Ascensore 2	7,76	785'450'704,30	6'095'097'465,37
Pilastro 40	10,2	15'260'497,67	155'657'076,23
Pilastro 41	14,2	9'156'298,60	130'019'440,12
Pilastro 42	1,4	40'380'658,44	56'532'921,82
Pilastro 43	4,35	15'260'497,67	66'383'164,86
Pilastro 44	7,4	15'260'497,67	112'927'682,76
Pilastro 45	10,2	15'260'497,67	155'657'076,23
Pilastro 46	14,2	40'380'658,44	573'405'349,85
Parete 47	2,25	15'587'768,07	35'072'478,16
Pilastro 48	4,35	15'260'497,67	66'383'164,86
Pilastro 49	7,4	27'468'895,80	203'269'828,92
Pilastro 50	10,2	15'260'497,67	155'657'076,23
Parete 51	13,35	15'587'768,07	208'096'703,73
TOTALI		**2'851'983'818,75**	**21'342'582'846,10**

$$X_K = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} K_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{i=n} K_{yi}} = \frac{21'342'582'846,1}{2'851'983'818,75} = 7,483m$$

$Y_K = 16,4m$ (per la condizione di simmetria prima esposta)

Rispetto al baricentro geometrico abbiamo una eccentricità di:

$$\Delta x_{G-K} = X_G - X_K = 7,761 - 7,483 = 0,278m$$

<u>BARICENTRO DELLE MASSE</u>

Per il calcolo del centro delle masse si è fatto riferimento solo a metà solaio per ridurre il carico dei calcoli, essendo esso simmetrico all'asse A – A.
In base al § 3.3 dell'O.P.C.M. n° 3274, gli effetti dell'azione sismica saranno valutati come precedentemente espresso al § 1.4.2 della presente.
I carichi saranno divisi per tipologia di elemento, come segue.

- BALCONE

$G_k = 4,65 \frac{kN}{m^2}$ Peso proprio.

$Q_k = 4 \frac{kN}{m^2}$ Sovraccarico accidentale (Prospetto 5.1 – Circ. n° 156/96)

Da cui:

$$W_{balcone} = 4{,}65 + 0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 4 = 5{,}25 \frac{kN}{m^2}$$

- SOLAIO (piano tipo)

$G_{k,1} = 4{,}65 \frac{kN}{m^2}$ Peso proprio.

$G_{k,2} = 1{,}64 \frac{kN}{m^2}$ Muratura di partizione interna.

$Q_k = 2 \frac{kN}{m^2}$ Sovraccarico accidentale (Prospetto 5.1 – Circ. n° 156/96)

Da cui:

$$W_{solaio_tipo} = 4{,}65 + 1{,}64 + 0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2 = 6{,}59 \frac{kN}{m^2}$$

- RAMPA SCALA

$G_k = 5{,}53 \frac{kN}{m^2}$ Peso proprio.

$Q_k = 4 \frac{kN}{m^2}$ Sovraccarico accidentale (Prospetto 5.1 – Circ. n° 156/96)

Da cui:

$$W_{rampa_scala} = 5{,}53 + 0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 4 = 7{,}13 \frac{kN}{m^2}$$

- PIANEROTTOLO SCALA

$G_k = 4{,}65 \frac{kN}{m^2}$ Peso proprio.

$Q_k = 4 \frac{kN}{m^2}$ Sovraccarico accidentale (Prospetto 5.1 – Circ. n° 156/96)

Da cui:

$$W_{pianerottolo_scala} = 4{,}65 + 0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 4 = 6{,}25 \frac{kN}{m^2}$$

- MURATURA DI TAMPONAMENTO ESTERNO
  La muratura di tamponamento esterna è stata considerata relativamente all'interpiano e valutata per il 75%, per tener conto delle aperture in essa presenti e dell'ingombro delle travi ribassate.

  $G_k = 9{,}45 \cdot 0{,}75 = 7{,}0875 \frac{kN}{m^2}$ Peso proprio.

  Da cui:

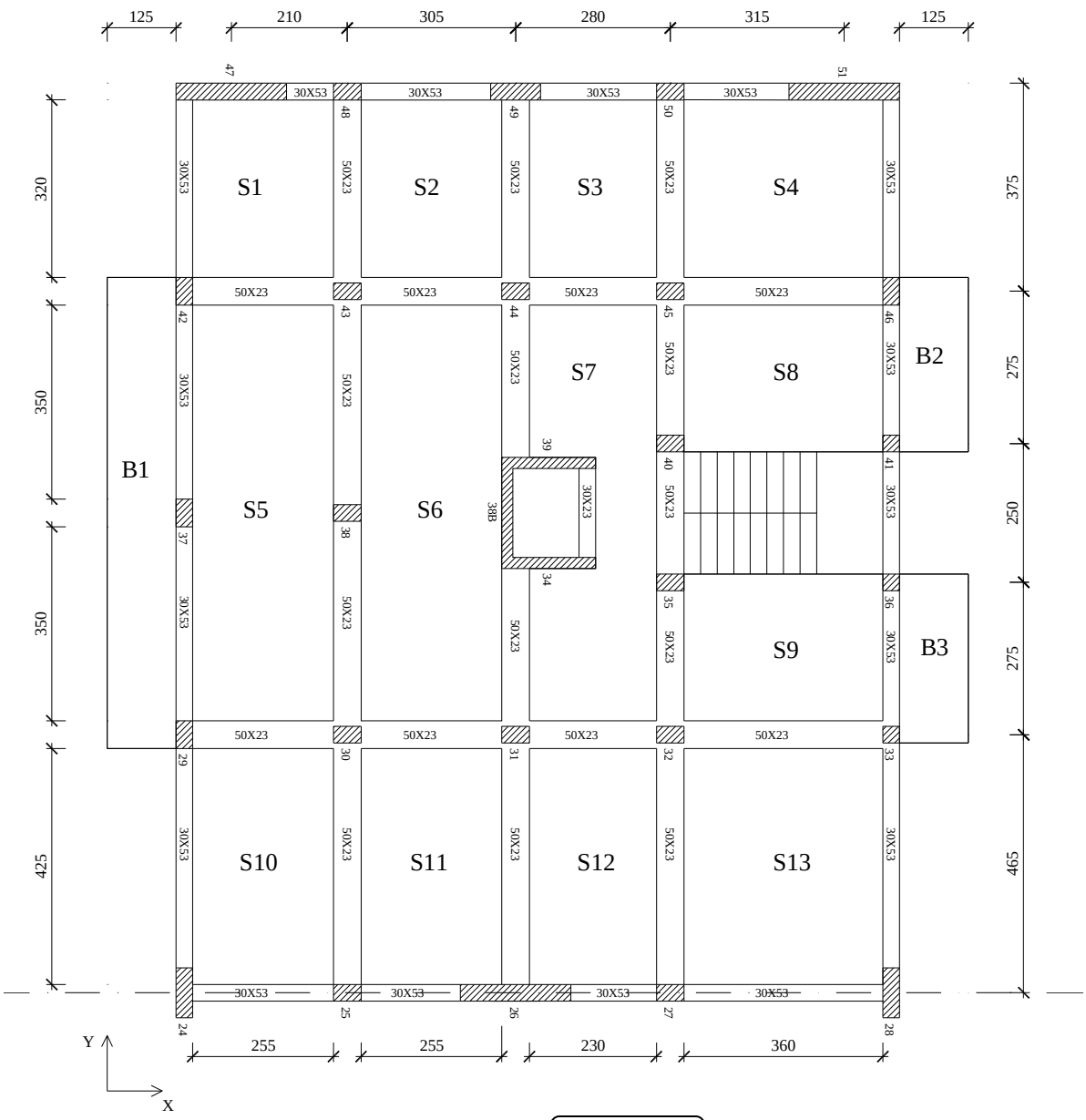
  $W_{tamponatura_ext} = 7{,}0875 \frac{kN}{m^2}$

- ELEMENTI IN C.A. (travi, pareti e pilastri)
  Il peso sarà calcolato elemento per elemento in relazione alle sue dimensioni. Per le travi si deve aggiungere:

  $Q_k = 2 \frac{kN}{m^2}$ Sovraccarico accidentale (Prospetto 5.1 – Circ. n° 156/96)

  Che sarà combinato come $(0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2)$.

Procedo al calcolo dei pesi dei vari elementi come da planimetria riportata nella pagina seguente.



In generale:

$$W_i = A_i \cdot W_i$$

ossia:

$$W_{B1} = (1{,}25 \cdot 8{,}6) \cdot 5{,}25 = 56{,}4375 kN$$

$$W_{B2} = (1{,}25 \cdot 3{,}15) \cdot 5{,}25 = 20{,}671875 kN$$

$$W_{S1} = (2{,}55 \cdot 3{,}2) \cdot 6{,}59 = 53{,}7744 kN$$

$$W_{S2} = (2{,}55 \cdot 3{,}2) \cdot 6{,}59 = 53{,}7744 kN$$

$$W_{S3} = (2{,}3 \cdot 3{,}2) \cdot 6{,}59 = 48{,}5024kN$$

$$W_{S4} = (3{,}6 \cdot 3{,}2) \cdot 6{,}59 = 75{,}9168kN$$

$$W_{S5} = (2{,}55 \cdot 7{,}5) \cdot 6{,}59 = 126{,}03375kN$$

$$W_{S6} = (2{,}55 \cdot 7{,}5) \cdot 6{,}59 = 126{,}03375kN$$

$$W_{S7} = (2{,}3 \cdot 2{,}75 + 2{,}3 \cdot 2{,}8 + 2 \cdot 1{,}1) \cdot 6{,}59 = 98{,}61935kN$$

$$W_{S8} = (3{,}6 \cdot 2{,}7) \cdot 6{,}59 = 64{,}0548kN$$

$$W_{S9} = (3{,}6 \cdot 2{,}7) \cdot 6{,}59 = 64{,}0548kN$$

$$W_{S10} = (2{,}55 \cdot 4{,}25) \cdot 6{,}59 = 71{,}419125kN$$

$$W_{S11} = (2{,}55 \cdot 4{,}25) \cdot 6{,}59 = 71{,}419125kN$$

$$W_{S12} = (2{,}3 \cdot 4{,}25) \cdot 6{,}59 = 64{,}41725kN$$

$$W_{S13} = (3{,}6 \cdot 4{,}25) \cdot 6{,}59 = 100{,}827kN$$

$$W_{24-47} = 0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 16{,}4 \cdot 25 + 0{,}3 \cdot 16{,}4 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 66{,}666kN$$

$$W_{25-48} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 16{,}4 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 16{,}4 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 49{,}61kN$$

$$W_{26-34} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 7{,}75 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 7{,}75 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 23{,}44375kN$$

$$W_{39-49} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 6{,}8 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 6{,}8 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 20{,}57kN$$

$$W_{27-50} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 16{,}4 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 16{,}4 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 49{,}61kN$$

$$W_{28-51} = 0{,}5 \cdot 0{,}53 \cdot 16{,}4 \cdot 25 + 0{,}3 \cdot 16{,}4 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 66{,}666kN$$

$$W_{34-39} = 0{,}3 \cdot 0{,}23 \cdot 1{,}6 \cdot 25 + 0{,}3 \cdot 1{,}6 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 2{,}904kN$$

$$W_{24-25} = [0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 2{,}55 \cdot 25 + 0{,}3 \cdot 2{,}55 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2)] \cdot \frac{1}{2} = 5{,}182875kN$$

$$W_{25-26} = [0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 2{,}55 \cdot 25 + 0{,}3 \cdot 2{,}55 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2)] \cdot \frac{1}{2} = 5{,}182875kN$$

$$W_{26-27} = [0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 2{,}3 \cdot 25 + 0{,}3 \cdot 2{,}3 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2)] \cdot \frac{1}{2} = 4{,}67475kN$$

$$W_{27-28} = [0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 3{,}6 \cdot 25 + 0{,}3 \cdot 3{,}6 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2)] \cdot \frac{1}{2} = 7{,}317kN$$

$$W_{29-30} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 2{,}55 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 2{,}55 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 7{,}71375kN$$

$$W_{30-31} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 2{,}55 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 2{,}55 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 7{,}71375kN$$

$$W_{31-32} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 2{,}3 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 2{,}3 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 6{,}9575kN$$

$$W_{32-33} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 3{,}6 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 3{,}6 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 10{,}89kN$$

$$W_{42-43} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 2{,}55 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 2{,}55 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 7{,}71375kN$$

$$W_{43-44} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 2{,}55 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 2{,}55 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 7{,}71375kN$$

$$W_{44-45} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 2{,}3 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 2{,}3 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 6{,}9575kN$$

$$W_{45-46} = 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 3{,}6 \cdot 25 + 0{,}5 \cdot 3{,}6 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2) = 10{,}89kN$$

$$W_{47-48} = [0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 2{,}55 \cdot 25 + 0{,}3 \cdot 2{,}55 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2)] \cdot \frac{1}{2} = 5{,}182875kN$$

$$W_{48-49} = [0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 2{,}55 \cdot 25 + 0{,}3 \cdot 2{,}55 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2)] \cdot \frac{1}{2} = 5{,}182875kN$$

$$W_{49-50} = [0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 2{,}3 \cdot 25 + 0{,}3 \cdot 2{,}3 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2)] \cdot \frac{1}{2} = 4{,}67475kN$$

$$W_{50-51} = [0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 3{,}6 \cdot 25 + 0{,}3 \cdot 3{,}6 \cdot (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2)] \cdot \frac{1}{2} = 7{,}317kN$$

$$Pilastro_50x30 = 0{,}5 \cdot 0{,}3 \cdot 2{,}7 \cdot 25 = 10{,}125kN$$

$$Pilastro_90x30 = 0{,}9 \cdot 0{,}3 \cdot 2{,}7 \cdot 25 = 18{,}225kN$$

$$Pilastro_30x50 = 0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}7 \cdot 25 = 10{,}125kN$$

$$Pilastro_30x30 = 0{,}3 \cdot 0{,}3 \cdot 2{,}7 \cdot 25 = 6{,}075kN$$

$$Pilastro_30x90 = 0{,}3 \cdot 0{,}9 \cdot 2{,}7 \cdot 25 = 18{,}225kN$$

$$Parete_200x30 = 2 \cdot 0{,}3 \cdot 2{,}7 \cdot 25 = 40{,}5kN$$

$$Vano_ascensore = 1 \cdot 2{,}7 \cdot 25 = 94{,}5kN$$

$$Tamponatura_ext_T1 = 7{,}0875 \cdot 16{,}75 = 118{,}715625kN$$

$$Tamponatura_ext_T2 = 7{,}0875 \cdot 12{,}55 = 88{,}948125kN$$

$$Tamponatura_ext_T3 = 7{,}0875 \cdot 16{,}75 = 118{,}715625kN$$

$$Rampa_scala = 2{,}4 \cdot 2{,}2 \cdot 7{,}13 = 37{,}6464kN$$

$$Pianerottolo_scala = 1{,}2 \cdot 2{,}2 \cdot 6{,}25 = 16{,}5kN$$

La posizione del centro delle masse M rispetto al sistema di riferimento piano globale X,Y,Z ha coordinate:

ELEMENTO	P_i (kN)	X_i (m)	$P_i \cdot X_i$ (kN · m)
B1	56,4375	0,625	35,2734375
B2	20,671875	14,975	309,5613281
B3	20,671875	14,975	309,5613281
S1	53,7744	2,825	151,91268
S2	53,7744	5,875	315,9246
S3	48,5024	8,8	426,82112
S4	75,9168	12,25	929,9808
S5	126,03375	2,825	356,0453438
S6	126,03375	5,875	740,4482813
S7	98,61935	8,96	883,629376
S8	64,0548	12,25	784,6713
S9	64,0548	12,25	784,6713
S10	71,419125	2,825	201,7590281
S11	71,419125	5,875	419,5873594
S12	64,41725	8,8	566,8718
S13	100,827	12,25	1235,13075
Trave 24 - 47	66,666	1,4	93,3324
Trave 25 - 48	49,61	4,35	215,8035
Trave 26 - 34	23,44375	7,4	173,48375
Trave 39 - 49	20,57	7,4	152,218
Trave 34 -39	2,904	8,75	25,41
Trave 27 - 50	49,61	10,2	506,022
Trave 28 - 51	66,666	14,2	946,6572
Trave 24 - 25	5,182875	2,825	14,64162188
Trave 25 - 26	5,182875	5,875	30,44939063
Trave 26 - 27	4,67475	8,8	41,1378
Trave 27 - 28	7,317	12,25	89,63325
Trave 29 - 30	7,71375	2,825	21,79134375
Trave 30 - 31	7,71375	5,875	45,31828125
Trave 31 - 32	6,9575	8,8	61,226
Trave 32 - 33	10,89	12,25	133,4025
Trave 42 - 43	7,71375	2,825	21,79134375
Trave 43 - 44	7,71375	5,875	45,31828125
Trave 44 - 45	6,9575	8,8	61,226
Trave 45 - 46	10,89	12,25	133,4025
Trave 47 - 48	5,182875	2,825	14,64162188
Trave 48 - 49	5,182875	5,875	30,44939063
Trave 49 - 50	4,67475	8,8	41,1378
Trave 50 - 51	7,317	12,25	89,63325

ELEMENTO	P_i (kN)	X_i (m)	$P_i \cdot X_i$ (kN · m)
Pilastro 24	18,225	1,4	25,515
Pilastro 25	10,125	4,35	44,04375
Parete 26	40,5	7,4	299,7
Pilastro 27	10,125	10,2	103,275
Pilastro 28	18,225	14,2	258,795
Pilastro 29	10,125	1,4	14,175
Pilastro 30	10,125	4,35	44,04375
Pilastro 31	10,125	7,4	74,925
Pilastro 32	10,125	10,2	103,275
Pilastro 33	6,075	14,2	86,265
Pilastro 35	10,125	10,2	103,275
Pilastro 36	6,075	14,2	86,265
Pilastro 37	10,125	1,4	14,175
Pilastro 38	10,125	4,35	44,04375
Pilastro 40	10,125	10,2	103,275
Pilastro 41	6,075	14,2	86,265
Pilastro 42	10,125	1,4	14,175
Pilastro 43	10,125	4,35	44,04375
Pilastro 44	10,125	7,4	74,925
Pilastro 45	10,125	10,2	103,275
Pilastro 46	10,125	14,2	143,775
Parete 47	40,5	2,25	91,125
Pilastro 48	10,125	4,35	44,04375
Pilastro 49	18,225	7,4	134,865
Pilastro 50	10,125	10,2	103,275
Parete 51	40,5	13,35	540,675
Vano ascensore 1	94,5	7,76	733,32
Vano ascensore 1	94,5	7,76	733,32
Tamponatura T1	118,715625	1,4	166,201875
Tamponatura T2	88,948125	7,4	658,216125
Tamponatura T3	118,715625	14,2	1685,761875
Rampa scala	37,6464	11,65	438,58056
Pianerottolo scala	16,5	13,45	221,925
TOTALI	**2443,413725**		**18862,79124**

$$X_M = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} P_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{i=n} P_i} = \frac{18'862,79124}{2'443,413725} = 7,720m$$

$Y_M = 16,4m$ (per la condizione di simmetria prima esposta)

Rispetto al baricentro geometrico abbiamo una eccentricità di:

$$\Delta x_{G-K} = X_G - X_M = 7,761 - 7,720 = 0,041m$$

Secondo il § 4.4 dell'Ordinanza, in aggiunta all'eccentricità effettiva, al fine di coprire le incertezze insite nella determinazione del centro di massa e della direzione dell'azione sismica nello spazio a ciascun piano e in entrambe le direzioni,

dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale e_{ai}, spostando il centro di massa di ogni piano i – esimo, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a ± 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. In pratica:

$$X_M^{'} = X_M \pm 0{,}05 \cdot L_x = 7{,}72 \pm 0{,}05 \cdot (13{,}2 + 2 \cdot 1.25) = \begin{Bmatrix} 8{,}505m \\ 6{,}935m \end{Bmatrix}$$

$$Y_M^{'} = Y_M \pm 0{,}05 \cdot L_x = 16{,}4 \pm 0{,}05 \cdot 32{,}8 = \begin{Bmatrix} 18{,}04m \\ 14{,}76m \end{Bmatrix}$$

con eccentricità:

$$e_x = 78{,}5cm \qquad\qquad e_y = 164cm$$

Riporto le coordinate dei vari baricentri:

$$\begin{Bmatrix} X_G = 7{,}761m \\ Y_G = 16{,}4m \end{Bmatrix} \qquad \begin{Bmatrix} X_K = 7{,}483m \\ Y_K = 16{,}4m \end{Bmatrix} \qquad \begin{Bmatrix} X_M = 7{,}720m \\ Y_M = 16{,}4m \end{Bmatrix}$$

Affinché la struttura sia simmetrica le coordinate dei vari baricentri dovrebbero coincidere. L'Ordinanza però riporta "…approssimativamente simmetrica…", pertanto vuol dire che è ammessa una certa eccentricità per la quale il criterio si ritiene comunque soddisfatto. Purtroppo la normativa qui lascia un dubbio: quale è il valore accettabile di tale distanza per cui la struttura è approssimativamente simmetrica?
Nel caso in esame:

$$e_x^{'} = 7{,}720 - 7{,}483 = 0{,}237m$$

In mancanza di un valore quantitativo dato dalla normativa e visto l'ordine di grandezza dell'eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidezze si considera il seguente criterio soddisfatto.

b) Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4.

In base a ciò:

$$\frac{32{,}8}{15{,}7} = 2{,}1 < 4$$

il criterio risulta soddisfatto.

c) Almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25 % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione.

L'edificio ha solo i balconi che aggettano per 1,25m; pertanto:

$$1{,}25 \le 25\% \cdot L \Rightarrow 1{,}25 \le 0{,}25 \cdot 13{,}2 \Rightarrow 1{,}25m < 3{,}3m$$

il criterio risulta soddisfatto.

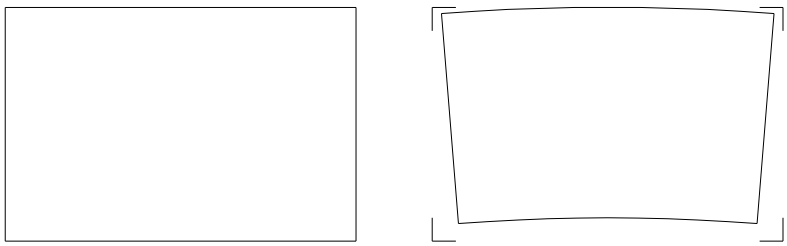
d) I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Innanzitutto deve essere sottolineato che il "piano infinitamente rigido" non è un obbligo di modellazione per il progettista, ma una condizione che deve essere rispettata affinché, come espresso appunto dall'Ordinanza, l'edificio possa essere considerato regolare. In altre parole, non è corretto pretendere che l'impalcato sia considerato sempre infinitamente rigido e, conseguentemente, utilizzare tale ipotesi nel calcolo della struttura; la maggior parte delle volte, anzi, per la presenza di vuoti rilevanti, irregolarità, variazioni importanti di rigidezze, inclinazioni, ecc., un impalcato non può assolutamente essere considerato infinitamente rigido ma deformabile. A questo proposito ho voluto effettuare una breve digressione sulle problematiche indotte dall'impalcato infinitamente rigido in quanto tale aspetto ha un'influenza a volte determinante sulla correttezza della modellazione strutturale, fonte di vasto contenzioso tra il progettista e coloro che sono tenuti ad effettuare un controllo sulla correttezza dei calcoli (collaudo).

In genere il progettista può percorrere due strade per affrontare il problema della modellazione del calcolo con riferimento ai solai:

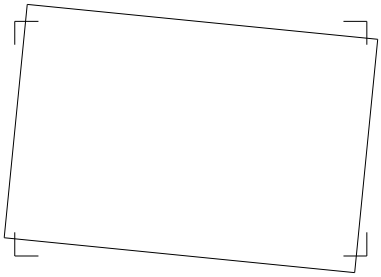
a) può trascurare la presenza del solaio (metodo più diffuso), il modello che si va a definire sarà cioè costituito solo da travi, pilastri, pareti, ecc.
   Così però si commette un errore, in quanto la presenza del solaio influenza il comportamento della struttura, si può a questo punto scegliere se accettare codesto errore oppure, se il solaio è sufficientemente rigido, adottare l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido;
b) può inserire il solaio direttamente nel modello strutturale, in tal modo l'impalcato viene modellato con la sua effettiva rigidezza e non abbiamo più l'onere di stabilire se l'impalcato è o no infinitamente rigido.

Se nel modello non si è adottata l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido, viene naturale pensare che sotto l'effetto del sisma un solaio tipo come quello riportato in figura possa avere una deformata come quella a destra:



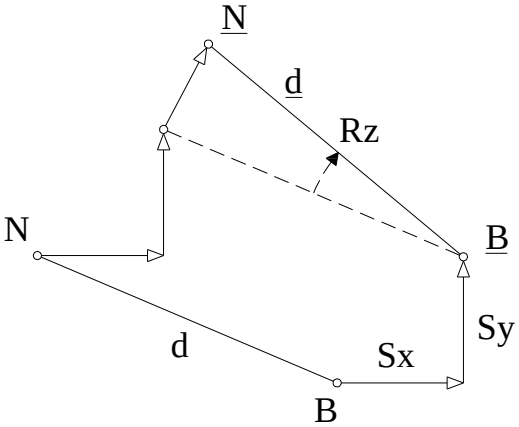
In tale figura si evidenzia che i quattro nodi d'angolo non conservano più la loro posizione reciproca.

Se invece si impone un comportamento solidale di pilastri e travi, l'effetto sarà che le posizioni deformate dei nodi non sono più dipendenti solo dalle rigidezze degli elementi strutturali, ma anche dal collegamento rigido rappresentato dal diaframma (vedi immagine sottostante); questo è ciò che comunemente viene indicato con la dicitura di "impalcato infinitamente rigido nel proprio paino".



Il significato di impalcato infinitamente rigido come opzione di modellazione dell'edificio non è quindi quello di inserire un'ulteriore rigidezza e calcolare la struttura formata dalla rigidezza di travi, pilastri, pareti,ecc. più la rigidezza dell'impalcato, ma ha un significato matematico: gli spostamenti dei nodi non sono equazioni indipendenti tra loro, ma sono ricavate a partire da un nodo di riferimento con una relazione trigonometrica.
Provando ad esaminare più in dettaglio cosa significa imporre la condizione di impalcato infinitamente rigido nel proprio piano, per una struttura formata da quattro nodi in pianta:

Se non si considera l'impalcato infinitamente rigido si avranno per ogni nodo 2 spostamenti incogniti più la rotazione nel piano orizzontale (trascurando gli spostamenti verticali e le rotazioni nei piani verticali perché non sto considerando il caso di sisma con componente anche lungo l'asse verticale Z). Il sistema sarà di 4 x 3 = 12 equazioni in 12 incognite e, una volta risolto, ci permette di risalire dagli spostamenti alle sollecitazioni agenti ed infine di progettare/verificare così la struttura.
Se si impone invece l'impalcato infinitamente rigido, si può introdurre un ulteriore nodo in corrispondenza del baricentro, concentrando in esso i carichi coi relativi momenti di trasporto e le rigidezze e ricavando infine gli spostamenti. In particolare si calcoleranno i due spostamenti lungo X ed Y e le rotazioni intorno all'asse Z. Lo spostamento del generico nodo può essere ottenuto col seguente ragionamento.



Sia B il baricentro in cui sono stati concentrati i carichi e le rigidezze e siano Sx, Sy, Rz rispettivamente gli spostamenti di tale punto e la rotazione intorno all'asse ortogonale al piano.
Le componenti dello spostamento lungo gli assi del generico nodo N, immaginiamolo collegato a B da un braccio indeformabile di lunghezza d, sono forniti da:

$$Sx_N = Sx + Rz \cdot Dy$$
$$Sy_N = Sy + Rz \cdot Dx$$

dove:

Sx_N è lo spostamento in direzione X del nodo N;
Dy è la componente sull'asse Y di d;
Sy_N è lo spostamento in direzione Y del nodo N;
Dx è la componente sull'asse X di d.

Al termine tra il nodo N ed il baricentro B esiste quindi sempre la stessa distanza d.
In altre parole, per un impalcato non infinitamente rigido ogni nodo si sposta in dipendenza solo delle rigidezze della aste che vi concorrono, potendosi quindi avere che nodi posizionati su aste di diversa rigidezza hanno spostamenti assoluti diversi e quindi spostamenti relativi diversi rispetto all'impalcato, il quale subisce, a sua volta, allungamenti e/o accorciamenti o, più in generale, distorsioni.

L'ipotesi di impalcato infinitamente rigido ha innanzitutto importanza ai fini della semplificazione del problema: es. una struttura con 500 nodi avrebbe 1'000 incognite con impalcato deformabile, 3 sole incognite con impalcato infinitamente rigido.
Tale condizione si riflette anche nei modi di vibrare: concentrando tutte le masse nel baricentro e ricordando che i modi di vibrare sono legati al numero di masse, è evidente la drastica diminuzione dei modi di vibrare da calcolare.
Assumere un impalcato infinitamente rigido però porta anche delle complicanze. Innanzitutto bisogna considerare che l'impalcato per assolvere la sua funzione di mantenere i nodi a distanza relativa immutata è soggetto a sforzi. Tali sforzi potrebbero mandarlo in crisi (collasso) durante l'evento sismico e quindi la struttura si comporterebbe diversamente, potendo addirittura arrivare all'impalcato deformabile. Ciò implica la necessità di verificare l'impalcato soggetto alle forze che nascono durante l'evento sismico sotto il duplice aspetto della deformabilità e della resistenza.

Come definito al § 4.11.1.5 i diaframmi orizzontali (solai, solette) devono essere in grado di trasmettere le forze tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.
I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, se realizzati in latero – cemento con soletta di completamento in c.a. di almeno 40 mm di spessore.
Nel caso oggetto d'esame i solai sono in latero – cemento con soletta di completamento in c.a. di spessore 50 mm (> 40 mm): 18 + 5 cm.

La condizione risulta verificata.

L'edificio risulta REGOLARE IN PIANTA.

4.3.6.2.REGOLARITA' IN ALTEZZA

In base a quanto afferma la recente normativa antisismica, un edificio è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

e) **tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio.**

Come si può chiaramente vedere dalla sezione allegata alla presente dell'edificio la condizione risulta verificata.

f) **massa e rigidezza rimangono costanti o si riducono gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30 % e non aumenta più del 10 %); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50 % dell'azione sismica alla base.**

Ai fini della rigidezza la condizione è verificata, perché come dice la norma stessa "si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50 % dell'azione sismica alla base". Come si vedrà in seguito sulle pareti e sui vani ascensore (strutture di controvento) ricade circa il 79,6% (> 50 %) dell'azione sismica alla base.

In caso si volesse procedere al calcolo della variazione occorre impostare la verifica secondo i seguenti passi per ognuna delle direzioni fondamentali:

- si risolve la struttura in analisi statica o dinamica (i risultati ottenibili dalle due analisi devono risultare simili, stante la sostanziale coincidenza della distribuzione di forze che si ipotizza nell'analisi statica con quelle associate al periodo fondamentale di vibrazione per la struttura in esame);
- si calcolano gli spostamenti di piano;
- si calcola la rigidezza ad ogni piano i come il rapporto tra il tagliante totale a quel piano (somma delle forze orizzontali agenti sui piani sovrastanti e sul piano in esame compreso) e lo spostamento relativo tra il piano i e quello inferiore i-1.

Per quanto riguarda la massa occorre calcolare le masse dei vari piani, come indicato al § 3.3, e vedere se le variazioni rispettano i limiti di normativa.

PIANO	MASSA ALLO SLU (kN)	VARIAZIONE
Piano Terra	3'859,76	23,8 %
Piano 1°	4'778,38	0 %
Piano 2°	4'778,38	0 %
Piano 3°	4'778,38	0 %
Piano 4°	4'778,38	2,95 %
Piano 5°	4'641,3	13,2 %
Copertura	4'100,09	-

Tutte le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25 %; la condizione è pertanto verificata.

g) **il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo nelle strutture intelaiate progettate in Classe di Duttilità Bassa non è significativamente diverso per piani diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta calcolata ad un generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano); può fare eccezione l'ultimo piano di strutture intelaiate di almeno tre piani.**

Si intende:

- resistenza effettiva: il rapporto fra i momenti di estremità di un pilastro e la sua altezza;
- resistenza richiesta: il valore del taglio esterno.

Questa condizione non può, ovviamente, che essere verificata al termine dei dimensionamenti. E' una condizione fortemente limitativa e può richiedere un incremento dei quantitativi di armatura oltre a quelli necessari per la verifica.

Si ritiene pertanto di soddisfare la condizione nel calcolo delle armature metalliche.

h) **eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale da un piano al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30 % della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20 % della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.**

L'edificio non presenta restringimenti della sezione orizzontale, pertanto la condizione è verificata.

L'edificio risulta REGOLARE IN ALTEZZA.

In base a quanto valutato fin qui in merito alle regolarità della presente struttura ed affermato che essa è regolare in altezza ed in pianta si può affermare:

- in base al § 5.8 che rimanda al § 4.5.2, essendo la struttura regolare in altezza è possibile effettuare un'analisi statica lineare a patto di verificare ancora alcune condizioni circa il primo periodo di vibrazione;
- in base al § 5.8, ed alla condizione di regolarità in pianta, si deve applicare in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dall'analisi statica lineare (§ 4.5.2); le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo.

4.3.7. RIGIDEZZA TORSIONALE

L'Ordinanza, in merito all'analisi di regolarità e non solo, fa scarso riferimento anche alla rigidezza torsionale degli elementi, soprattutto per strutture in cui sono presenti vani ascensore e/o pareti di modeste dimensioni.

Si definisce rigidezza torsionale K_T la coppia torcente M_T da applicare alle estremità di un elemento strutturale per ottenere una rotazione relativa θ unitaria. Dalla relazione $M_T = K_T \cdot \theta$ per $\theta = 1$ otteniamo $M_T = K_T$.

Nel caso di elementi strutturali verticali, la rigidezza torsionale dell'intera struttura K_T è rappresentata dalla seguente relazione, la quale esprime l'equilibrio alla rotazione attorno al centro delle rigidezze di tutte le forze agenti sugli elementi:

$$K_T = \sum_{i=1}^{i=n} \left[K_{X,i} \cdot (Y_i - Y_K)^2 + K_{Y,i} \cdot (X_i - X_K)^2 + K_{T,i} \right]$$

dove:

$K_{X/Y,i}$ è la rigidezza alla traslazione dell'i – esimo elemento secondo le due direzioni principali;

X_i, Y_i sono le coordinate del baricentro geometrico della sezione dell'i – esimo elemento rispetto al sistema di riferimento globale X,Y,Z;

$K_{T,i}$ è la rigidezza torsionale dell'i – esimo elemento, pari a:

- sezioni rettangolari:

$$K_{T,i} = \frac{G_{cm} \cdot a_i \cdot b_i^3}{\beta \cdot h_i}$$

- sezioni aperte (vani ascensore):

$$K_{T,i} = \frac{G_{cm}}{3 \cdot h_i} \cdot \sum_{j=1}^{j=n} \left(a_{i,j} \cdot b_{i,j}^3 \right)$$

dove:

a_i, b_i sono le dimensioni maggiore e minore della sezione rettangolare;

β è un coefficiente che dipende dal rapporto tra i lati e si ottiene:

$$\beta = \left\{ \begin{array}{c} 3 \quad a_i >> b_i \\ \dfrac{3 \cdot \dfrac{a_i}{b_i}}{\dfrac{a_i}{b_i} - 0{,}63} \end{array} \right\}$$

Nel caso di sezione aperta, poiché la sezione è discretizzabile in rettangoli semplici in diversi modi, si assume la suddivisione che rende massima la rigidezza torsionale.

<u>50 x 30</u> e <u>30 x 50</u>

$$\beta = \left\{ \begin{array}{c} 3 \quad a_i >> b_i \\ \dfrac{3 \cdot \dfrac{a_i}{b_i}}{\dfrac{a_i}{b_i} - 0{,}63} = \dfrac{3 \cdot \dfrac{50}{30}}{\dfrac{50}{30} - 0{,}63} = 4{,}82 \end{array} \right\} = 4{,}823151125$$

$$K_{T,i} = \frac{G_{cm} \cdot a_i \cdot b_i^3}{\beta \cdot h_i} = \frac{13'083 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,3^3}{4,823151125 \cdot 20,03} = 1'828'224 N \cdot m$$

<u>90 x 30</u> e <u>30 x 90</u>

$$\beta = \left\{ \begin{array}{c} 3 \quad a_i >> b_i \\ \dfrac{3 \cdot \dfrac{a_i}{b_i}}{\dfrac{a_i}{b_i} - 0,63} = \dfrac{3 \cdot \dfrac{90}{30}}{\dfrac{90}{30} - 0,63} = 3,80 \end{array} \right\} = 3,797468354$$

$$K_{T,i} = \frac{G_{cm} \cdot a_i \cdot b_i^3}{\beta \cdot h_i} = \frac{13'083 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,3^3}{3,797468354 \cdot 20,03} = 4'179'636 N \cdot m$$

<u>30 x 30</u>

$$\beta = \left\{ \begin{array}{c} 3 \quad a_i >> b_i \\ \dfrac{3 \cdot \dfrac{a_i}{b_i}}{\dfrac{a_i}{b_i} - 0,63} = \dfrac{3 \cdot \dfrac{30}{30}}{\dfrac{30}{30} - 0,63} = 8,11 \end{array} \right\} = 8,108108108$$

$$K_{T,i} = \frac{G_{cm} \cdot a_i \cdot b_i^3}{\beta \cdot h_i} = \frac{13'083 \cdot 10^6 \cdot 0,3 \cdot 0,3^3}{8,108108108 \cdot 20,03} = 652'517 N \cdot m$$

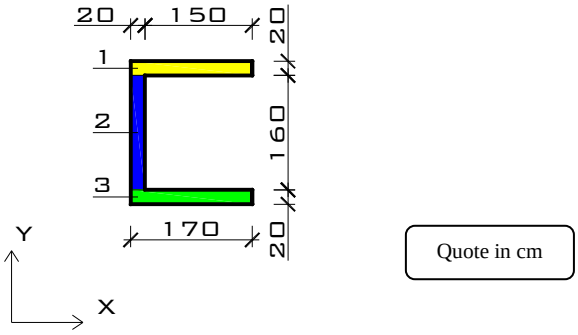
<u>200 x 30</u>

$$\beta = \left\{ \begin{array}{c} 3 \quad a_i >> b_i \\ \dfrac{3 \cdot \dfrac{a_i}{b_i}}{\dfrac{a_i}{b_i} - 0,63} = \dfrac{3 \cdot \dfrac{200}{30}}{\dfrac{200}{30} - 0,63} = 3,31 \end{array} \right\} = 3,313086692$$

$$K_{T,i} = \frac{G_{cm} \cdot a_i \cdot b_i^3}{\beta \cdot h_i} = \frac{13'083 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,3^3}{3,313086692 \cdot 20,03} = 10'646'022 N \cdot m$$

VANO ASCENSORE

La discretizzazione che rende massima la rigidezza torsionale è la seguente:



pertanto:

$$K_{T,i} = \frac{G_{cm}}{3 \cdot h_i} \cdot \sum_{j=1}^{j=n} \left(a_{i,j} \cdot b_{i,j}^3 \right) = \frac{13'083 \cdot 10^6}{3 \cdot 20{,}03} \cdot \left(1{,}7 \cdot 0{,}2^3 \cdot 2 + 1{,}6 \cdot 0{,}2^3 \right) =$$
$$= 8'708'936{,}595 N \cdot m$$

Adesso è possibile calcolare la rigidezza torsionale K_T dell'intera struttura:

ELEMENTO	Xi (m)	Yi (m)	Kxi (N/m)	KYi (N/m)	Kti (N·m)	Xk (m)	Yk (m)	KTi (N·m)
Parete 1	2,25	0,15	528'619'528,60	15'587'768,07	10'646'022	7,483	16,4	140'026'168'194,331
Pilastro 2	4,35	0,15	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	10'814'677'974,406
Pilastro 3	7,40	0,15	201'985'387,50	27'468'895,80	4'179'636	7,483	16,4	53'341'137'160,006
Pilastro 4	10,20	0,15	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	10'777'465'657,154
Parete 5	13,35	0,15	528'619'528,60	15'587'768,07	10'646'022	7,483	16,4	140'135'721'414,565
Pilastro 6	1,40	3,75	15'260'497,67	40'380'658,44	1'828'224	7,483	16,4	3'938'256'869,446
Pilastro 7	4,35	3,75	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	6'613'474'270,309
Pilastro 8	7,40	3,75	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	6'463'748'326,597
Pilastro 9	10,20	3,75	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	6'576'261'953,057
Pilastro 10	13,35	3,75	15'260'497,67	40'380'658,44	1'828'224	7,483	16,4	3'833'624'323,895
Pilastro 11	1,40	7,75	15'260'497,67	40'380'658,44	1'828'224	7,483	16,4	2'638'062'467,962
Pilastro 12	4,35	7,75	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	3'173'042'171,221
Vano Ascensore 1	7,76	7,75	1'357'793'468,00	785'450'704,30	8'708'937	7,483	16,4	101'662'296'431,632
Pilastro 14	10,20	6,50	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	4'072'156'371,546
Pilastro 15	14,20	6,50	9'156'298,60	9'156'298,60	652'517	7,483	16,4	1'311'124'804,226
Pilastro 17	10,20	9,00	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	2'325'692'894,016
Pilastro 18	14,20	9,00	9'156'298,60	9'156'298,60	652'517	7,483	16,4	915'114'889,776
Pilastro 19	1,40	11,75	15'260'497,67	40'380'658,44	1'828'224	7,483	16,4	1'826'203'991,918
Pilastro 20	4,35	11,75	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	1'024'791'142,213
Pilastro 21	7,40	11,75	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	875'065'198,501
Pilastro 22	10,20	11,75	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	987'578'824,961
Pilastro 23	14,20	11,75	9'156'298,60	9'156'298,60	652'517	7,483	16,4	611'698'044,919
Pilastro 24	1,40	16,40	27'468'895,80	201'985'387,50	4'179'636	7,483	16,4	7'479'246'100,548
Pilastro 25	4,35	16,40	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	151'660'355,094
Parete 26	7,40	16,40	528'619'528,60	15'587'768,07	10'646'022	7,483	16,4	10'754'486,633
Pilastro 27	10,20	16,40	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	114'448'037,842
Pilastro 28	14,20	16,40	27'468'895,80	201'985'387,50	4'179'636	7,483	16,4	9'116'244'124,714
Pilastro 29	1,40	21,06	15'260'497,67	40'380'658,44	1'828'224	7,483	16,4	1'827'624'744,252
Pilastro30	4,35	21,06	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	1'028'550'581,513
Pilastro 31	7,40	21,06	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	878'824'637,802

ELEMENTO	Xi (m)	Yi (m)	Kxi (N / m)	KYi (N / m)	Kti (N · m)	Xk (m)	Yk (m)	KTi (N · m)
Pilastro 32	10,20	21,06	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	991'338'264,261
Pilastro 33	14,20	21,06	9'156'298,60	9'156'298,60	652'517	7,483	16,4	612'550'496,319
Pilastro 35	10,20	23,81	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	2'331'673'269,531
Pilastro 36	14,20	23,81	9'156'298,60	9'156'298,60	652'517	7,483	16,4	916'470'937,599
Pilastro 37	1,40	25,06	15'260'497,67	40'380'658,44	1'828'224	7,483	16,4	2'640'704'060,109
Pilastro 38	4,35	25,06	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	3'180'032'063,197
Vano Ascensore 2	7,76	25,06	1'357'793'468,00	785'450'704,30	8'708'937	7,483	16,4	101'897'330'480,943
Pilastro 40	10,20	26,31	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	4'080'155'779,983
Pilastro 41	14,20	26,31	9'156'298,60	9'156'298,60	652'517	7,483	16,4	1'312'938'666,979
Pilastro 42	1,40	29,06	15'260'497,67	40'380'658,44	1'828'224	7,483	16,4	3'942'119'301,407
Pilastro 43	4,35	29,06	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	6'623'694'614,960
Pilastro 44	7,40	29,06	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	6'473'968'671,248
Pilastro 45	10,20	29,06	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	6'586'482'297,708
Pilastro 46	14,20	29,06	15'260'497,67	40'380'658,44	1'828'224	7,483	16,4	4'269'385'837,363
Parete 47	2,25	32,66	528'619'528,60	15'587'768,07	10'646'022	7,483	16,4	140'198'022'403,079
Pilastro 48	4,35	32,66	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	10'827'805'726,465
Pilastro 49	7,40	32,66	201'985'387,50	27'468'895,80	4'179'636	7,483	16,4	53'406'802'609,482
Pilastro 50	10,20	32,66	40'380'658,44	15'260'497,67	1'828'224	7,483	16,4	10'790'593'409,213
Parete 51	13,35	32,66	528'619'528,60	15'587'768,07	10'646'022	7,483	16,4	140'307'575'623,313
TOTALI			**6'963'750'721,12**	**2'851'983'818,75**	**149'784'797**			**1'025'940'360'958,21**
			KX	**KY**	**KTi**			**KT**

che vale:

$$K_T = 1'025'940'360'958,21 \text{ N} \cdot \text{m}$$

L'Ordinanza n° 3274 non pone particolare attenzione alla rigidezza torsionale se non al § 5.3.1 per distinguere le strutture miste telaio – pareti da quelle a nucleo.
Secondo tale punto una struttura può essere definita a nucleo (deformabile torsionalmente) se la sua rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione (se la soddisfa è una struttura mista telaio – pareti):

$$\frac{r}{l_s} > 0,8$$

dove:

r è il raggio di resilienza della struttura, pari a:

$$r = \min\left\{\begin{array}{l} \sqrt{\dfrac{K_T}{K_X}} = \sqrt{\dfrac{1'025'940'360'958,21}{6'963'750'721,12}} = 12,137785 \\ \sqrt{\dfrac{K_T}{K_Y}} = \sqrt{\dfrac{1'025'940'360'958,21}{2'851'983'818,75}} = 18,966515 \end{array}\right\} = 12,137785$$

$l_s = \sqrt{\dfrac{L^2 + B^2}{12}}$ è il raggio giratorio della struttura, pari a:

$$l_s = \sqrt{\frac{L^2 + B^2}{12}} = \sqrt{\frac{32,8^2 + 15,7^2}{12}} = 10,49734093m$$

quindi:

$$\frac{r}{l_s} = \frac{12{,}137785}{10{,}49734093} = 1{,}156 > 0{,}8$$

Pertanto si può affermare che il sistema strutturale, caratterizzato da una rigidezza a torsione soddisfacente, è classificabile come **struttura mista telaio – pareti**.

Tale procedura di calcolo è stata eseguita per motivi di sicurezza di seguito spiegati. La struttura è stata precedentemente considerata regolare in pianta anche se il centro delle masse e quello delle rigidezze non coincidono, seppur di poco. L'eccentricità che ne nasce è, come detto, piccola e permette di affermare, come riporta l'Ordinanza, che la struttura è "approssimativamente simmetrica". Tale eccentricità produrrà comunque della torsione sulla struttura durante l'azione del sisma (anche durante l'azione del vento, ma è un fattore trascurabile); per tale motivo si è voluto calcolare la rigidezza torsionale della struttura per vedere se il suo valore era tale da poter considerare trascurabile la torsione dell'edificio e considerarlo così regolare in pianta.

4.3.8. TAMPONAMENTI IN MURATURA DI SPESSORE SUPERIORE A 10 CM (tamponatura esterna)

Siccome il presente edificio è realizzato con struttura in cemento armato e tamponamenti in muratura non collaboranti, costruiti dopo la maturazione della struttura, considerati elementi non strutturali e collegati ad essa in maniera elastica, è necessario considerare:

- le possibili irregolarità provocate dai tamponamenti (§ 5.6.2);
- gli effetti locali dovuti all'interazione tra la struttura ed i tamponamenti (§ 5.6.3);
- la possibilità di danni ai tamponamenti durante l'evento sismico.

<u>IRREGOLARITA' PROVOCATE DAI TAMPONAMENTI</u>

La distribuzione dei tamponamenti in pianta è regolare per tutti i piani eccetto il piano terra per il quale sorge un dubbio: la normativa cita "…sia fortemente irregolare…" ma ancora una volta non fornisce parametri quantitativi per valutare quale è la condizione di forte irregolarità. In mancanza di ciò, e volendo restare a favore di sicurezza, si considera la distribuzione dei tamponamenti in pianta irregolare per il piano terra e pertanto si incrementerà l'eccentricità accidentale di codesto piano di un fattore 2, come dettato dall'Ordinanza.

Lo stesso problema del "fortemente irregolare" si ripresenta per la distribuzione dei tamponamenti in altezza. La possibilità di forti concentrazioni di danno ai piani con significativa riduzione dei tamponamenti porta a considerare il piano terra fortemente irregolare; pertanto per il piano terra si incrementeranno le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri, pareti e vani ascensore) di un fattore 1,4.

<u>EFFETTI LOCALI</u>

Gli effetti locali nati nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti sono eliminabili in quanto non si manifesta la condizione suddetta.

LIMITAZIONE DEI DANNI AI TAMPONAMENTI

Oltre che alla verifica all'azione sismica (§ 4.9), l'Ordinanza obbliga, solo per le zone sismiche 1, 2 e 3, ad adottare misure atte ad evitare collassi fragili e prematuri dei pannelli di tamponamento esterno e la possibile espulsione di elementi di muratura in direzione perpendicolare al piano del pannello

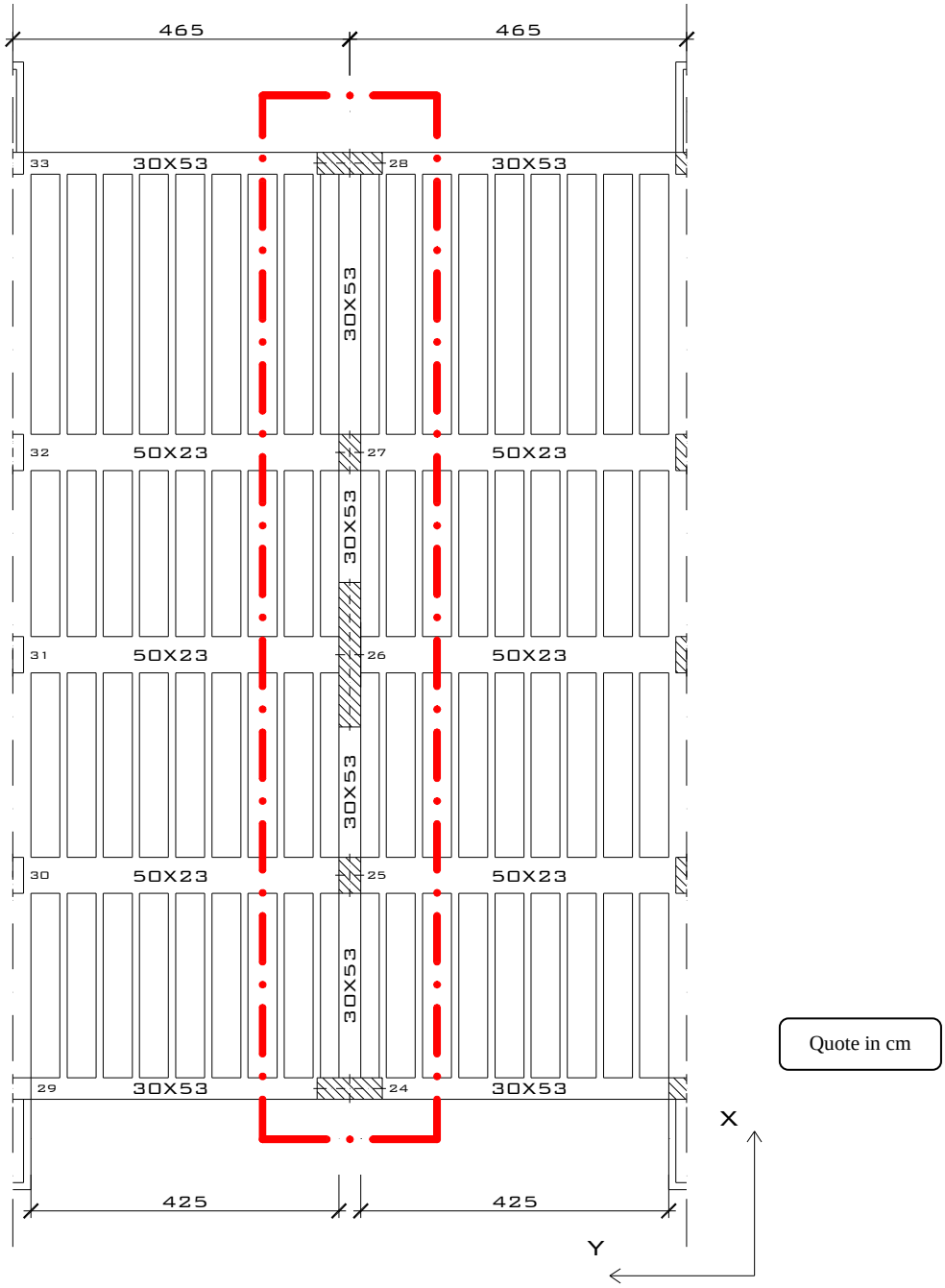
Anche se il nostro edificio, che sorgerà in zona sismica 4, non è soggetto a tutte le prescrizioni suddette si procede comunque, in fase di realizzazione della muratura di tamponamento esterna, ad apporre delle reti da intonaco sulle due facce della muratura, collegate tra loro a distanza non superiore a 50 cm sia in direzione orizzontale che in direzione verticale.

Come affermato dall'Ordinanza al § 5.6.4 tale accorgimento permette di considerare soddisfatte le verifiche del § 4.9 e dello stesso.

5. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

In base alle condizioni di regolarità in pianta ed a quanto affermato al § 5.8 (Edifici in zona sismica 4) è possibile effettuare le analisi su due telai piani in modo indipendente.

Nella presente trattazione viene scelto di progettare e verificare il telaio in direzione X presente tra il pilastro 24 e il pilastro 28, come da figura a pagina seguente.



5.1. CONTROVENTI – NODI FISSI O NODI MOBILI

L'Eurocodice 2 classifica al § 4.3.5.3 le strutture come:
- strutture controventate;
- strutture non controventate;

ed entrambe le tipologie possono essere, in alternativa:
- a nodi fissi;
- a nodi mobili.

La condizione migliore è quella di ottenere una struttura a nodi fissi, perché per questa tipologia è lecito trascurare gli "effetti del secondo ordine" dovuti a non linearità geometrica (eccessiva deformabilità dell'elemento) o meccanica (comportamento non lineare dei materiali).

Nell'Appendice 3 dell'EC2 (Informazioni supplementari sugli stati limite ultimi indotti da deformazioni strutturali), al § 3.2 si definiscono le strutture a nodi fissi. Posto che in un complesso strutturale gli elementi di controvento siano distribuiti in modo abbastanza simmetrico così da non indurre effetti torsionali significativi, e questo è proprio il caso della presente struttura, tutti i telai controventati possono essere considerati a nodi fissi qualora la rigidezza flessionale $E_{cm} \cdot I_c$ dei controventi (rappresentati, nel caso in esame, dalle pareti e dai nuclei ascensore) soddisfi, in entrambe le direzioni principali scelte X ed Y, la condizione (per un numero di piani ≥ 4):

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{F_v}{E_{cm} \cdot I_{c,x/y}}} \leq 0{,}6$$

dove:

h_{tot}	è l'altezza totale della struttura, in metri, misurata a partire dallo spiccato delle fondazioni;
F_v	è la somma di tutti i carichi verticali (agenti sugli elementi di controvento e sugli elementi controventati) in condizioni di esercizio (cioè $\gamma_F = 1$);
$E_{cm} \cdot I_c$	è la somma delle rigidezze flessionali nominali di tutti gli elementi verticali di controvento, come definiti al § 4.3.5.3.2 (1), che agiscono nella direzione considerata.

La condizione proposta dall'EC2 è legata alla stabilizzazione degli elementi strutturale soggetti a soli carichi verticali; essa può dar luogo a strutture di controvento efficaci per forze orizzontali dovute al vento, ma insufficienti in caso di sisma. Per il sisma la verifica degli effetti del secondo ordine è stata effettuata successivamente.

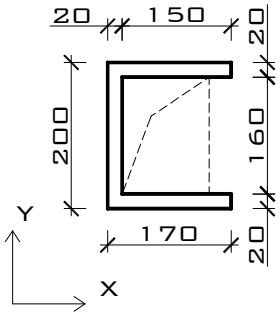
Altezza totale della struttura misurata a partire dallo spiccato delle fondazioni: 20,03 m.

Il peso totale della struttura in esercizio è pari a 31'785 kN.

I momenti di inerzia degli elementi di controvento sono pari a:

200 x 30: $I_x = 0{,}0045 m^4$; $I_y = 0{,}2 m^4$.

NUCLEI ASCENSORE:



Quote in cm

$I_x = 0{,}6213 m^4$; $I_y = 0{,}2872 m^4$

La somma dei momenti di inerzia delle pareti e dei nuclei ascensore:

$$I_{x,tot} = 0{,}0045 \cdot 5 + 0{,}6213 \cdot 2 = 1{,}2651 m^4$$

$$I_{y,tot} = 0{,}2 \cdot 5 + 0{,}2872 \cdot 2 = 1{,}5744 m^4$$

risulta:

- nella direzione principale X

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{F_v}{E_{cm} \cdot I_{c,x/y}}} = 20{,}03 \cdot \sqrt{\frac{31'785}{31{,}4 \cdot 10^6 \cdot 1{,}2651}} = 0{,}57 \leq 0{,}6$$

- nella direzione principale Y

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{F_v}{E_{cm} \cdot I_{c,x/y}}} = 20{,}03 \cdot \sqrt{\frac{31'785}{31{,}4 \cdot 10^6 \cdot 1{,}5744}} = 0{,}51 \leq 0{,}6$$

La condizione risulta verificata in entrambe le direzioni.

La struttura può essere definita **CONTROVENTATA a NODI FISSI** e pertanto possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine in entrambe le direzioni principali.

5.2. IMPERFEZIONI GEOMETRICHE

In base a quanto espresso nell'EC2 al § 2.5.1.3, allo stato limite ultimo si deve sempre tener conto degli effetti di possibili imperfezioni non intenzionali della geometria della struttura non caricata. Tali effetti non vanno presi in conto nella combinazione accidentale (sisma) delle azioni e possono essere trascurati se risultano minori degli effetti di altre azioni orizzontali di calcolo (vento).
L'influenza delle imperfezioni geometriche può essere presa in conto assumendo che la struttura sia inclinata di un angolo ν, espresso in radianti, rispetto alla verticale, pari a:

$$\nu = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l}}$$

dove:

l è l'altezza totale della struttura, in metri, calcolata dallo spiccato delle fondazioni.

Secondo il D.M. 9 Gennaio 1996 Sezione II § 4.2.4.4 (Incertezze geometriche), l'angolo ν non deve essere assunto minore di $\frac{1}{200}$.
In presenza di telai con "n" elementi verticali mutuamente collaboranti è ammessa una riduzione dell'angolo di deviazione verticale ν, moltiplicando lo stesso per il fattore riduttivo:

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \geq 0{,}5$$

Pertanto abbiamo:

$$\nu = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{l}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{20{,}53}} = \frac{1}{453{,}1} < \frac{1}{200} \Rightarrow \nu = \frac{1}{200}$$

Per i telai in direzione X abbiamo:

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{1+\frac{1}{n}}{2}} = \sqrt{\frac{1+\frac{1}{5}}{2}} = 0{,}7745966692 > 0{,}5$$

Il valore finale della deviazione verticale ν sarà pari a:

$$\nu = \frac{1}{200} \cdot \alpha_n = \frac{1}{200} \cdot 0{,}7745966692 = 0{,}003872983346$$

Per evitare di dover schematizzare la struttura in forma di telai con aste non ortogonali, è possibile adottare, in sostituzione dell'angolo di deviazione verticale ν, un sistema di forze orizzontali equivalenti, agenti sulla struttura indeformata. La forza equivalente al j – esimo piano è data da:

$$\Delta H_j = \sum_{i=1}^{i=n} \left(V_{j,i} \cdot \nu \right)$$

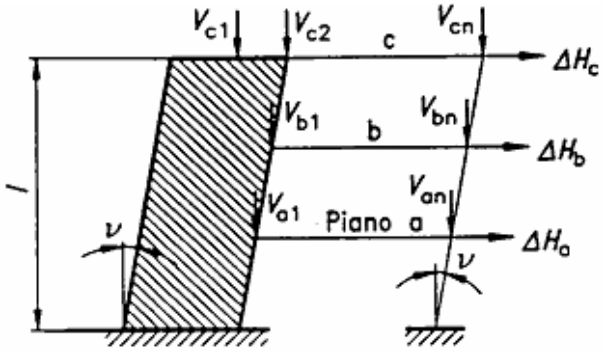
dove:

$V_{j,i}$ è il carico sopportato dall'i – esimo elemento verticale in corrispondenza del j – esimo piano, dovuto alle azioni verticali agenti su quel piano e pari a:

$$V_{j,i} = \sum F_{esercizio;\, j,i}$$

Per i controventi (pareti e nuclei ascensore) l'effetto delle imperfezioni geometriche si schematizza applicando il peso totale del controvento alla sommità dell'elemento stesso.

Gli effetti delle imperfezioni geometriche, su un telaio controventato, sono schematizzati:



Effetti delle imperfezioni geometriche su un telaio controventato.

Nel caso in esame è necessario calcolare l'effetto delle imperfezioni non intenzionali della geometria della struttura nella situazione di progetto persistente e transitoria e con-

frontare tale intensità con quella di altre forze orizzontali (vento) agenti sull'edificio. L'effetto delle imperfezioni geometriche risulta pari a:

$$H_{imperfezioni,x} = F_v \cdot \nu = 31'785 \cdot 0{,}003872983346 = 123{,}103 kN$$

dove:

F_v è la somma di tutti i carichi permanenti, inclusi i pesi propri, e variabili agenti sulla struttura.

La forza agente su ogni telaio in direzione X sarà pari a:

$$F_{imp,x} = \frac{H_{imp,x}}{n} = \frac{123{,}103}{7} = 17{,}586 kN$$

Il valore dell'azione del vento sul telaio in direzione X considerato risulta pari a:

$$\begin{aligned} H_{vento,x,tot} &= (8{,}105 \cdot 2 + 8{,}558 + 9{,}454 + 10{,}239 + 7{,}846) + \\ &= (4{,}869 \cdot 2 + 5{,}137 + 5{,}673 + 6{,}146 + 4{,}711) = 83{,}712 kN \end{aligned}$$

Le forze orizzontali equivalenti agli effetti delle imperfezioni non intenzionali della geometria della struttura risultano avere intensità minore di quelle dovute all'azione del vento, per tanto non vengono ulteriormente prese in considerazione.

5.3. CONSIDERAZIONI APPLICATIVE

Per l'edificio in esame si rileva che:

- il complesso strutturale è organizzato secondo un reticolo ortogonale, simmetrico rispetto all'asse A – A trasversale, tale reticolo individua due direzioni principali X ed Y;
- si è assunta valida l'ipotesi di solaio infinitamente rigido perché la rigidezza del solaio nel suo piano è significativamene maggiore rispetto a quella degli elementi strutturali verticali.

In accordo con l'EC2 § 4.3.5.3 e l'Appendice 3 § A.3.2 la struttura può essere classificata come controventata, in quanto la maggioranza delle azioni orizzontali è assorbita dalle strutture di controvento.
Per il telaio in direzione X, tra i pilastri 24 e 28, oggetto della presente analisi, abbiamo la seguente distribuzione delle rigidezze:

ELEMENTO (B x H cm)	**K_{xi} (N / m)**
50 x 30	40'380'658,44
30 x 90	27'468'895,8
200 x 30	528'619'528,6

ALIQUOTE DI RIGIDEZZA	
SUL CONTROVENTO	SUL TELAIO
79,6 %	20,4 %

Poiché le rigidezze delle pareti strutturali rappresentano l'aliquota preponderante (> 50 %) della rigidezza complessiva del telaio, ed anche dell'intera struttura, il complesso strutturale può essere classificato come **SISTEMA MISTO TELAI E PARETI**.

In base a quanto affermato, volendo comunque agire a favore di sicurezza:
- il progetto/verifica degli elementi di controvento viene svolto nella condizione che le azioni orizzontali siano interamente assorbite dalla struttura di controvento (pareti e vani ascensore);
- il progetto/verifica degli elementi costituenti i telai (pilastri e travi) viene condotto tenendo conto dell'effettiva quota di azione orizzontale assorbita da ciascuno di essi in funzione della propria rigidezza.

Tale modo operativo di procedere nel progetto/verifica degli elementi consente sicuramente di operare a favore di sicurezza in quanto il modello descritto non tiene conto di fenomeni quali l'ingobbamento impedito, che possono aumentare notevolmente la rigidezza torsionale dei nuclei ascensore.

6. ANALISI STRUTTURALE

Scopo dell'analisi strutturale, limitata al telaio in direzione X tra i pilastri 24 e 28, è determinare agli Stati Limite Ultimi (SLU) e agli Stati Limite di Esercizio (SLE) gli effetti delle azioni F_d sulla struttura. Tali effetti possono essere rappresentati da:
- sollecitazioni e/o tensioni;
- spostamenti e/o deformazioni;

e vengono calcolati mediante l'impiego di adeguati modelli della struttura e dei materiali, adottando i valori di calcolo delle azioni e i valori medio nominali dei dati geometrici e delle caratteristiche meccaniche dei materiali da costruzione.

6.1. MODELLO PER L'ANALISI STRUTTURALE

Per quanto riguarda i modelli di calcolo dei materiali da costruzione si faccia riferimento al § 3 "Materiali" della presente.
Il modello di calcolo della struttura, adottato al fine di valutare gli effetti delle azioni F_d sulla struttura, è quello di telaio. Le coordinate dei nodi del telaio, i vincoli e le proprietà delle aste (definite con elementi Beam) sono riportati nelle seguenti tabelle.

NODO	X (m)	Y (m)	VINCOLI		
			δx (m)	δy (m)	θ (rad)
1	0	0	SI	SI	SI
2	2.95	0	SI	SI	SI
3	6	0	SI	SI	SI
4	8.8	0	SI	SI	SI
5	12.8	0	SI	SI	SI
6	0	1.85	NO	NO	NO
7	2.95	1.85	NO	NO	NO
8	6	1.85	NO	NO	NO
9	8.8	1.85	NO	NO	NO
10	12.8	1.85	NO	NO	NO
11	0	4.85	NO	NO	NO
12	2.95	4.85	NO	NO	NO

13	6	4.85	NO	NO	NO
14	8.8	4.85	NO	NO	NO
15	12.8	4.85	NO	NO	NO
16	0	7.85	NO	NO	NO
17	2.95	7.85	NO	NO	NO
18	6	7.85	NO	NO	NO
19	8.8	7.85	NO	NO	NO
20	12.8	7.85	NO	NO	NO
21	0	10.85	NO	NO	NO
22	2.95	10.85	NO	NO	NO
23	6	10.85	NO	NO	NO
24	8.8	10.85	NO	NO	NO
25	12.8	10.85	NO	NO	NO
26	0	13.85	NO	NO	NO
27	2.95	13.85	NO	NO	NO
28	6	13.85	NO	NO	NO
29	8.8	13.85	NO	NO	NO
30	12.8	13.85	NO	NO	NO
31	0	16.85	NO	NO	NO
32	2.95	16.85	NO	NO	NO
33	6	16.85	NO	NO	NO
34	8.8	16.85	NO	NO	NO
35	12.8	16.85	NO	NO	NO
36	0	19.865	NO	NO	NO
37	2.95	19.865	NO	NO	NO
38	6	19.865	NO	NO	NO
39	8.8	19.865	NO	NO	NO
40	12.8	19.865	NO	NO	NO

ASTA	NODO		SEZIONE B x H (cm)	INERZIA (m^4)
	ORIGINE	FINE		
1	1	6	30 x 90	0.002025
2	2	7	50 x 30	0.003125
3	3	8	200 x 30	0.2
4	4	9	50 x 30	0.003125
5	5	10	30 x 90	0.002025
6	6	7	30 x 53	0.003721925
7	7	8	30 x 53	0.003721925
8	8	9	30 x 53	0.003721925
9	9	10	30 x 53	0.003721925
10	6	11	30 x 90	0.002025
11	7	12	50 x 30	0.003125
12	8	13	200 x 30	0.2
13	9	14	50 x 30	0.003125
14	10	15	30 x 90	0.002025
15	11	12	30 x 53	0.003721925
16	12	13	30 x 53	0.003721925
17	13	14	30 x 53	0.003721925
18	14	15	30 x 53	0.003721925
19	11	16	30 x 90	0.002025
20	12	17	50 x 30	0.003125
21	13	18	200 x 30	0.2
22	14	19	50 x 30	0.003125

ASTA	NODO		SEZIONE B x H (cm)	INERZIA (m^4)
	ORIGINE	FINE		
33	21	22	30 x 53	0.003721925
34	22	23	30 x 53	0.003721925
35	23	24	30 x 53	0.003721925
36	24	25	30 x 53	0.003721925
37	21	26	30 x 90	0.002025
38	22	27	50 x 30	0.003125
39	23	28	200 x 30	0.2
40	24	29	50 x 30	0.003125
41	25	30	30 x 90	0.002025
42	26	27	30 x 53	0.003721925
43	27	28	30 x 53	0.003721925
44	28	29	30 x 53	0.003721925
45	29	30	30 x 53	0.003721925
46	26	31	30 x 90	0.002025
47	27	32	50 x 30	0.003125
48	28	33	200 x 30	0.2
49	29	34	50 x 30	0.003125
50	30	35	30 x 90	0.002025
51	31	32	30 x 53	0.003721925
52	32	33	30 x 53	0.003721925
53	33	34	30 x 53	0.003721925
54	34	35	30 x 53	0.003721925

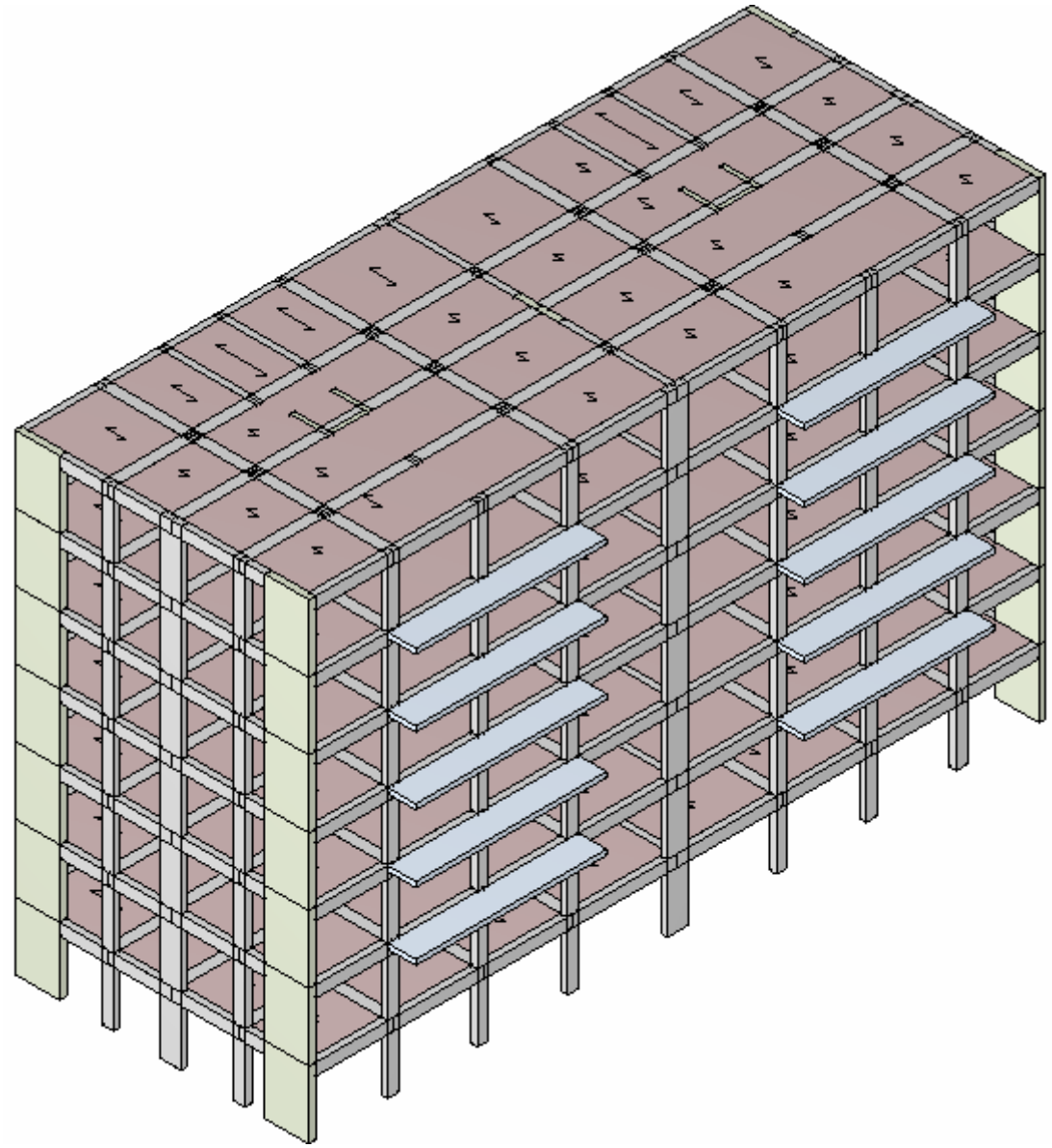
23	15	20	30 x 90	0.002025
24	16	17	30 x 53	0.003721925
25	17	18	30 x 53	0.003721925
26	18	19	30 x 53	0.003721925
27	19	20	30 x 53	0.003721925
28	16	21	30 x 90	0.002025
29	17	22	50 x 30	0.003125
30	18	23	200 x 30	0.2
31	19	24	50 x 30	0.003125
32	20	25	30 x 90	0.002025

55	31	36	30 x 90	0.002025
56	32	37	50 x 30	0.003125
57	33	38	200 x 30	0.2
58	34	39	50 x 30	0.003125
59	35	40	30 x 90	0.002025
60	36	37	30 x 53	0.003721925
61	37	38	30 x 53	0.003721925
62	38	39	30 x 53	0.003721925
63	39	40	30 x 53	0.003721925

Il modello tridimensionale dell'intera struttura è riportato di seguito.

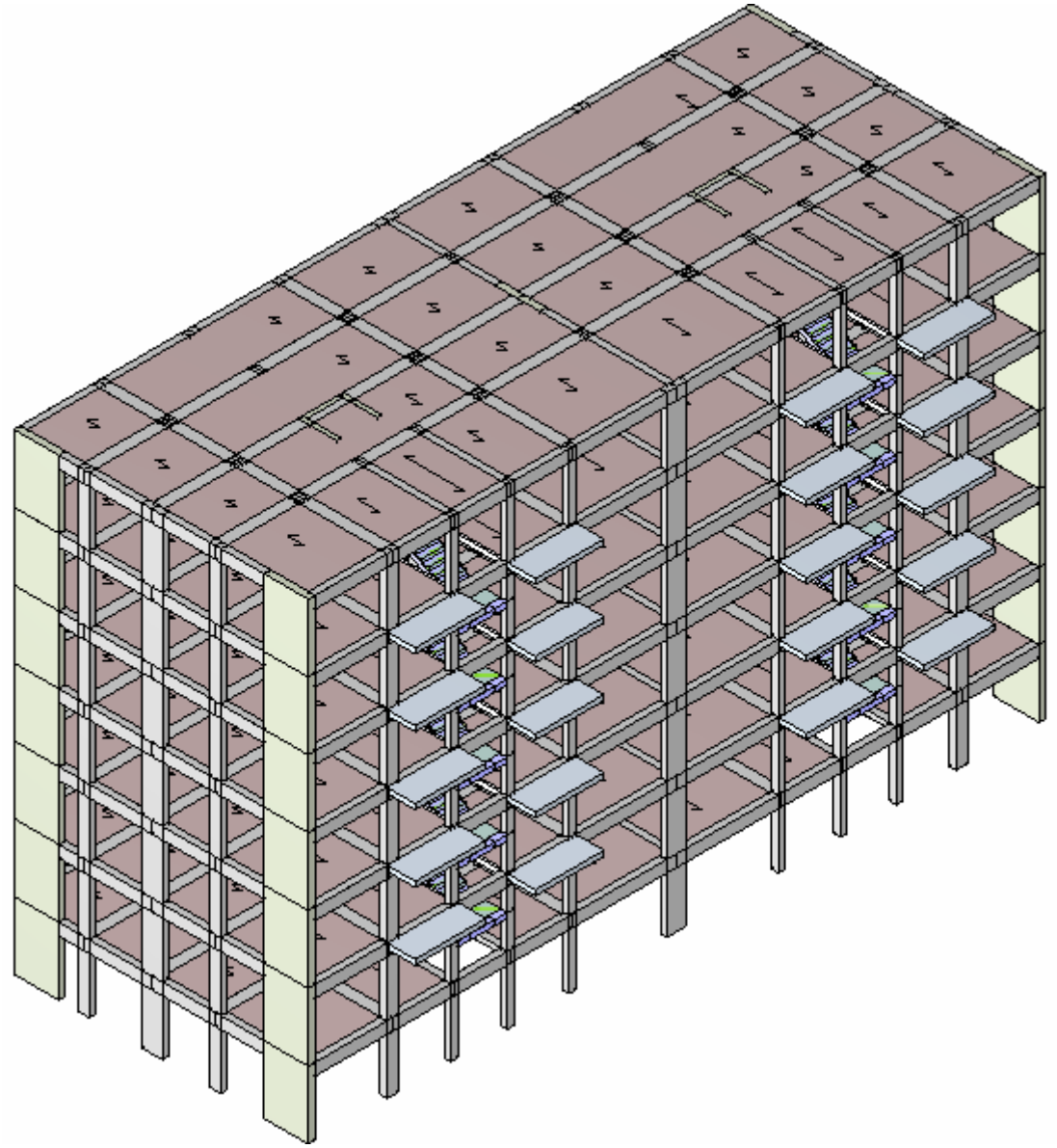
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)

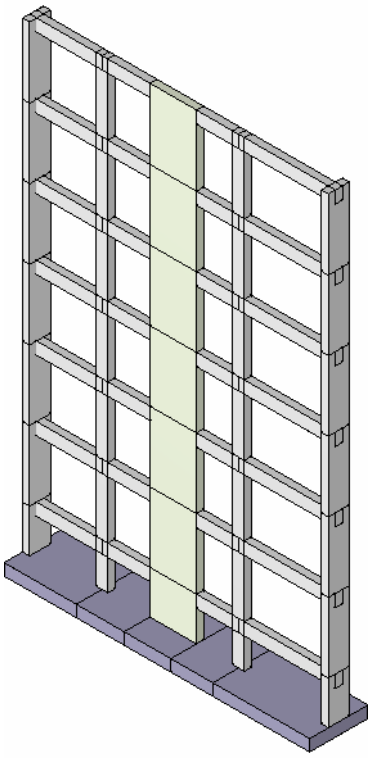


Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)



Il telaio oggetto di analisi risulta essere il seguente:



6.2. METODO DI CALCOLO

ANALISI DEL TELAIO

La valutazione numerica delle sollecitazioni (momenti, tagli e sforzi assiali) viene effettuata col calcolo matriciale, di cui non si riportano le matrici per motivi di spazio, entro un'analisi elastico – lineare senza ridistribuzione (vedi EC2 § 2.5.3.4.2).

Poiché questo tipo di analisi soddisfa l'equilibrio generale (EC2 § 2.5.3.1) sulla base della configurazione indeformata (teoria del primo ordine) ma non garantisce la compatibilità delle deformazioni allo stato limite ultimo, occorre successivamente verificare che le sezioni critiche della struttura abbiano sufficiente duttilità (capacità di rotazione plastica allo stato limite ultimo) e che allo stato limite di esercizio le inflessioni non siano eccessive.

In base a quanto affermato nell'EC2 al § 2.5.3.4.2, allo stato limite ultimo la duttilità degli elementi strutturali prevalentemente inflessi (travi e solai) si considera sufficiente quando viene rispettata la condizione:

$$\frac{x}{d} \leq 0{,}45$$

dove:

- x è la profondità dell'asse neutro allo stato limite ultimo, misurata dal lembo compresso della sezione;
- d è l'altezza utile della sezione.

La verifica agli stati limite di esercizio, in particolare la verifica delle inflessioni, sarà trattata nei capitoli successivi.

Per l'analisi strutturale viene assunta come rigidezza degli elementi quella relativa alla sezione non fessurata (sezione lorda di calcestruzzo non omogeneizzata) e come modulo di deformazione assiale del calcestruzzo il valore medio E_{cm}.

All'ultimo punto del § 2.5.3.4.2 viene imposto che per coprire le approssimazioni nella idealizzazione della struttura e le possibili differenze, non considerate, dello schema strutturale durante la costruzione, i momenti di calcolo al filo degli estremi rigidi (non cedevoli) nelle travi continue non devono comunque, nella fase di progetto, essere assunti minori del 65 % dei momenti calcolati assumendo la condizione di incastro perfetto al filo degli appoggi stessi.

AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Il modello di riferimento proposto dall'Ordinanza per valutare l'azione sismica si basa sull'ipotesi di comportamento elastico – lineare della struttura e sulla definizione dello spettro di risposta di progetto (§ 3.2.5 dell'Ordinanza n° 3274/2003).
In base alle caratteristiche di regolarità strutturale dell'edificio esaminato si può adottare, in alternativa:

- l'analisi statica lineare o modale semplificata;
- l'analisi dinamica modale o dinamica lineare.

Essendo risultato l'edificio regolare in altezza, in base alle disposizioni del § 4.5.2 della 3274, è possibile effettuare l'analisi statica lineare a patto che il primo periodo di vibrazione, nella direzione in esame, della struttura (T_1) non superi 2,5 · T_C ; ossia:

$$T_1 \leq 2{,}5 \cdot T_C$$

dove:

T_1 per edifici che non superino i 40 m in altezza ($20{,}53m < 40m$), in assenza di calcoli più dettagliati (Metodo di Rayleigh), può essere stimato come:

$$T_1 = C_1 \cdot \sqrt[4]{H^3}$$

con:

C_1 vale 0,05 essendo la struttura né a telaio in acciaio né a telaio in calcestruzzo ma mista telaio e pareti;

H è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione;

pertanto:

$$T_1 = C_1 \cdot \sqrt[4]{H^3} = 0{,}05 \cdot \sqrt[4]{20{,}53^3} = 0{,}48224s$$

T_C è uno dei periodi che separano i diversi rami degli spettri, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione, e vale 0,5 s;

quindi:

$$T_1 \leq 2{,}5 \cdot T_C \Rightarrow 0{,}48224s \leq 2{,}5 \cdot 0{,}5s \Rightarrow 0{,}48224s < 1{,}25s$$

La condizione risulta ampiamente verificata; è possibile effettuare l'analisi statica lineare.

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE (EC2 § 4.3.5.3.3)
Nella situazione di progetto persistente/transitoria, gli effetti del secondo ordine dovuti a non linearità geometrica e/o meccanica possono essere trascurati in quanto la struttura, controventata, è stata definita a nodi fissi.

Nella situazione di progetto eccezionale (sisma) la valutazione degli effetti del secondo ordine è stata effettuata successivamente.

DEFORMAZIONI IMPRESSE (EC2 § 2.5.3.1)
Al fine di ottenere un edificio compatto non sono stati inseriti giunti di dilatazione. Poiché la dimensione maggiore dell'edificio (direzione Y, 32,8 m) è dello stesso ordine di grandezza della distanza massima ammissibile tra giunti (30 m), tenuto conto delle escursioni termiche della zona in cui sorgerà l'edificio, non sono presi in conto nell'analisi strutturale dell'edificio gli effetti delle deformazioni impresse dovute al ritiro del calcestruzzo ed alle variazioni di temperatura.

CASI E COMBINAZIONI DI CARICO (EC2 § 2.5.1.2)
Per determinare le sollecitazioni da utilizzare per il progetto/verifica delle sezioni, occorre esaminare un numero sufficiente di disposizioni e combinazioni di carico ricordando che, in genere, a ogni disposizione di carico corrispondono tante combinazioni quante sono le diverse azioni variabili contemporaneamente agenti.
Per le travi inflesse, ad esempio, occorre determinare i massimi effetti delle azioni:
- massimo momento positivo in campata;
- massimo momento negativo sugli appoggi;
- massima forza di taglio a filo degli appoggi;
- reazione massima e minima sugli appoggi.

Per i pilastri, soggetti a presso flessione, occorre determinare, alla testa ed al piede dell'elemento:
- forza assiale massima con i corrispondenti momenti massimo e minimo;
- forza assiale minima con i momenti massimo e minimo.

Le disposizioni di carico che comportano il raggiungimento dei valori più sfavorevoli degli effetti delle azioni F_d possono essere individuate applicando ad esempio la teoria delle linee d'influenza.
Il procedimento previsto dall'EC2 per la definizione delle disposizioni di carico è applicabile per il progetto/verifica delle nervature di solaio e per le eventuali travature che è possibile considerare isolate all'interno del complesso strutturale.

7. ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di un sistema di forze F_i distribuite lungo l'altezza dell'edificio, assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti.

7.1. FATTORE DI STRUTTURA

In base alle disposizioni del § 5.3.2 dell'Ordinanza, il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica è dato dalla seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_D \cdot K_R$$

nella quale:

q_0 è legato alla tipologia strutturale e vale:

Tipologia strutturale	q_0
Strutture miste telaio-pareti	$4 \cdot \alpha_u / \alpha_1$

con:

α_u moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile;

α_1 moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale.

Il valore α_u / α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (push over); qualora non si proceda ad una analisi non lineare per la sua valutazione, può essere adottato il valore:

Edifici a pareti accoppiate o miste telaio-pareti: $\alpha_u / \alpha_1 = 1{,}2$.

Pertanto:

$$q_0 = 4 \cdot \alpha_u / \alpha_1 = 4 \cdot 1{,}2 = 4{,}8$$

K_D dipende dalla classe di duttilità della struttura. Avendo la nostra struttura telai resistenti all'azione sismica con travi in spessore di solaio, la classe di duttilità è bassa: CD "B". Pertanto $K_D = 0{,}7$.

K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza dell'edificio. Per strutture regolari in altezza: $K_R = 1$.

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica sarà pertanto pari a:

$$q = q_0 \cdot K_D \cdot K_R = 4{,}8 \cdot 0{,}7 \cdot 1 = 3{,}36$$

7.2. SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE ULTIMO

Quando si effettua l'analisi statica lineare non è necessario definire l'intero spettro di progetto per lo stato limite ultimo; basta solo definire il valore di $S_d(T_1)$.
Per il valore di T_1 prima calcolato abbiamo che:

$$T_B \le T_1 \le T_C \Rightarrow 0{,}15s < 0{,}48224s < 0{,}5s$$

pertanto:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{q} = 0{,}05g \cdot 1{,}25 \cdot \frac{2{,}5}{3{,}36} = 0{,}05g$$

L'Ordinanza, al § 5.8, impone di assumere $S_d(T_1) = 0{,}05g$; pertanto, in questo caso, si può anche assumere il valore sopra calcolato.

7.3. CALCOLO DEI CARICHI AI PIANI

In base al § 3.3 della 3274, gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{k,j} + \sum_i \left(\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

<u>PIANO TERRA</u>

Trave 24-28: $0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 13{,}2 \cdot 25 = 52{,}47kN$
Solaio: $4{,}25 \cdot (2{,}55 + 2{,}55 + 2{,}3 + 3{,}6) \cdot (0{,}2 + 0{,}95 + 3{,}3) = 208{,}0375kN$
Pilastri e pareti: $(0{,}9 \cdot 0{,}3 \cdot 2 + 0{,}5 \cdot 0{,}3 \cdot 2 + 0{,}3 \cdot 2) \cdot \left(\frac{2{,}7}{2} + \frac{1{,}85}{2}\right) \cdot 25 = 81{,}9kN$
Travi in direzione Y: $0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 4{,}25 \cdot 25 \cdot 2 + 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 4{,}25 \cdot 25 \cdot 3 = 70{,}44375kN$
Sovraccarico variabile: $13{,}2 \cdot 4{,}65 \cdot 2 = 122{,}76kN$

Da cui:

$$W_{p.t.} = G_{k,j} + \sum_i \left(\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}\right) = (52{,}47 + 208{,}0375 + 81{,}9 + 70{,}44375) + \\ + (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 122{,}76) = 431{,}26525kN$$

<u>PIANI 1°, 2°, 3°, 4°, 5°</u>

Trave 24-28: $0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 13{,}2 \cdot 25 = 52{,}47kN$
Solaio: $4{,}25 \cdot 11 \cdot (4{,}65 + 1{,}64) = 294{,}0575kN$
Pilastri e pareti: $(0{,}9 \cdot 0{,}3 \cdot 2 + 0{,}5 \cdot 0{,}3 \cdot 2 + 0{,}3 \cdot 2) \cdot 2{,}7 \cdot 25 = 97{,}2kN$
Tamponature esterne: $9{,}45 \cdot (0{,}3 + 4{,}25) \cdot 2 = 85{,}995kN$
Travi in direzione Y: $0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 4{,}25 \cdot 25 \cdot 2 + 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 4{,}25 \cdot 25 \cdot 3 = 70{,}44375kN$
Sovraccarico variabile: $13{,}2 \cdot 4{,}65 \cdot 2 = 122{,}76kN$

Da cui:

$$W_{p.1\div5} = G_{k,j} + \sum_i \left(\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}\right) = (52{,}47 + 294{,}0575 + 97{,}2 + 85{,}995 + 70{,}44375) + \\ + (0{,}3 \cdot 0{,}5 \cdot 122{,}76) = 618{,}58025kN$$

<u>COPERTURA</u>

Trave 24-28: $0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 13{,}2 \cdot 25 = 52{,}47kN$
Solaio: $4{,}25 \cdot 11 \cdot 4{,}62 = 215{,}985kN$
Pilastri e pareti: $(0{,}9 \cdot 0{,}3 \cdot 2 + 0{,}5 \cdot 0{,}3 \cdot 2 + 0{,}3 \cdot 2) \cdot \frac{2{,}7}{2} \cdot 25 = 48{,}6kN$
Travi in direzione Y: $0{,}3 \cdot 0{,}53 \cdot 4{,}25 \cdot 25 \cdot 2 + 0{,}5 \cdot 0{,}23 \cdot 4{,}25 \cdot 25 \cdot 3 = 70{,}44375kN$

Parapetto: $0{,}2 \cdot 0{,}5 \cdot (0{,}3 + 4{,}25) \cdot 25 \cdot 2 = 22{,}75kN$
Sovraccarico variabile: $13{,}2 \cdot 4{,}65 \cdot 0{,}5 = 30{,}69kN$
Neve: $13{,}2 \cdot 4{,}65 \cdot 1{,}64 = 100{,}6632kN$

Da cui:

$$W_{cop} = G_{k,j} + \sum_i (\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}) = (52{,}47 + 215{,}985 + 48{,}6 + 70{,}44375 + 22{,}75) +$$
$$+ (0{,}2 \cdot 1 \cdot 30{,}69 + 0{,}2 \cdot 1 \cdot 100{,}6632) = 436{,}51939kN$$

7.4. CALCOLO DEL TAGLIO ALLA BASE

Il taglio alla base è definito dall'espressione:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$$

dove:

W è il peso complessivo della costruzione, pari a: $W = \sum_{i=1}^{i=n} W_i$;

λ è un coefficiente pari a 0,85 perché:
- L'edificio ha almeno 3 piani;
- $T_1 < 2 \cdot T_C \Rightarrow 0{,}48224s < 2 \cdot 0{,}5s \Rightarrow 0{,}48224s < 1s$;

Pertanto:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g} = 0{,}05g \cdot (431{,}26525 + 618{,}58025 \cdot 5 + 436{,}51936) \cdot \frac{0{,}85}{g} = 168{,}34kN$$

7.5. CALCOLO DELLE FORZE ORIZZONTALI EQUIVALENTI

La forza orizzontale equivalente da applicare a ciascun piano è data dalla formula:

$$F_i = \frac{F_h}{\sum_{i=1}^{i=n} (W_i \cdot z_i)} \cdot (W_i \cdot z_i)$$

dove:

W_i è il peso dell'i – esimo piano;

z_i è l'altezza dell' i – esimo piano rispetto alle fondazioni.

Pertanto:

$$F_{p.t.} = \frac{F_h}{\sum_{i=1}^{i=n}(W_i \cdot z_i)} \cdot (W_i \cdot z_i) =$$

$$= \frac{168,34}{431,26525 \cdot 1,85 + 618,58025 \cdot (4,85 + 7,85 + 10,85 + 13,85 + 16,85) + 436,51939 \cdot 19,865} \cdot$$
$$\cdot (431,26525 \cdot 1,85) = 3,12kN$$

$$F_1 = \frac{F_h}{\sum_{i=1}^{i=n}(W_i \cdot z_i)} \cdot (W_i \cdot z_i) =$$

$$= \frac{168,34}{431,26525 \cdot 1,85 + 618,58025 \cdot (4,85 + 7,85 + 10,85 + 13,85 + 16,85) + 436,51939 \cdot 19,865} \cdot$$
$$\cdot (618,58025 \cdot 4,85) = 11,74kN$$

$$F_2 = \frac{F_h}{\sum_{i=1}^{i=n}(W_i \cdot z_i)} \cdot (W_i \cdot z_i) =$$

$$= \frac{168,34}{431,26525 \cdot 1,85 + 618,58025 \cdot (4,85 + 7,85 + 10,85 + 13,85 + 16,85) + 436,51939 \cdot 19,865} \cdot$$
$$\cdot (618,58025 \cdot 7,85) = 19kN$$

$$F_3 = \frac{F_h}{\sum_{i=1}^{i=n}(W_i \cdot z_i)} \cdot (W_i \cdot z_i) =$$

$$= \frac{168,34}{431,26525 \cdot 1,85 + 618,58025 \cdot (4,85 + 7,85 + 10,85 + 13,85 + 16,85) + 436,51939 \cdot 19,865} \cdot$$
$$\cdot (618,58025 \cdot 10,85) = 26,26kN$$

$$F_4 = \frac{F_h}{\sum_{i=1}^{i=n}(W_i \cdot z_i)} \cdot (W_i \cdot z_i) =$$

$$= \frac{168,34}{431,26525 \cdot 1,85 + 618,58025 \cdot (4,85 + 7,85 + 10,85 + 13,85 + 16,85) + 436,51939 \cdot 19,865} \cdot$$
$$\cdot (618,58025 \cdot 13,85) = 33,52kN$$

$$F_5 = \frac{F_h}{\sum_{i=1}^{i=n}(W_i \cdot z_i)} \cdot (W_i \cdot z_i) =$$

$$= \frac{168{,}34}{431{,}26525 \cdot 1{,}85 + 618{,}58025 \cdot (4{,}85 + 7{,}85 + 10{,}85 + 13{,}85 + 16{,}85) + 436{,}51939 \cdot 19{,}865} \cdot$$
$$\cdot (618{,}58025 \cdot 16{,}85) = 40{,}78kN$$

$$F_{cop.} = \frac{F_h}{\sum_{i=1}^{i=n}(W_i \cdot z_i)} \cdot (W_i \cdot z_i) =$$

$$= \frac{168{,}34}{431{,}26525 \cdot 1{,}85 + 618{,}58025 \cdot (4{,}85 + 7{,}85 + 10{,}85 + 13{,}85 + 16{,}85) + 436{,}51939 \cdot 19{,}865} \cdot$$
$$\cdot (618{,}58025 \cdot 19{,}865) = 33{,}93kN$$

Gli effetti torsionali accidentali vengono tenuti in conto applicando ad ogni i – esimo piano la forza F_i amplificata con il fattore:

$$\delta = 1 + 0{,}6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

dove:

- x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;
- L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Essendo nullo il valore di x risulta pari a 1 il fattore di amplificazione δ.

Come definito nel paragrafo sulla regolarità strutturale, al piano terreno la distribuzione dei tamponamenti è irregolare in pianta. In base al § 5.6.2 della 3274, qualora la distribuzione dei tamponamenti sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti sulla distribuzione delle forze equivalenti al sisma devono essere presi in conto; questo requisito si intende soddisfatto incrementando l'eccentricità accidentale di un fattore 2.

Pertanto le azioni orizzontali equivalenti definitive assumeranno i seguenti valori:

$$F_{cop.} = 33{,}93kN$$
$$F_5 = 40{,}78kN$$
$$F_4 = 33{,}52kN$$
$$F_3 = 26{,}26kN$$
$$F_2 = 19kN$$
$$F_1 = 11{,}74kN$$
$$F_{p.t.} = 3{,}12 \cdot 2 = 6{,}24kN$$

7.6. VERIFICA DEL PRIMO PERIODO DI VIBRAZIONE

La relazione suggerita dall'Ordinanza al § 4.5.2 per il calcolo del periodo proprio fondamentale T_1 necessita di verifiche a posteriori per evitare di commettere errori soprattutto quando si effettua un'analisi statica lineare per la quale è importantissimo che T_1 soddisfi la condizione $T_1 \leq 2 \cdot T_C$.

Per calcolare l'esatto valore del primo periodo di vibrazione si applica il metodo di Rayleigh per il quale:

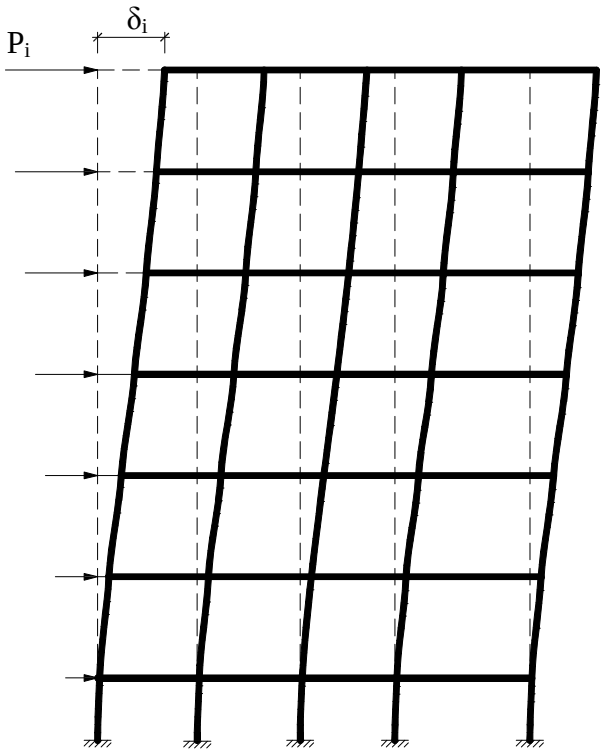
$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left(W_i \cdot \delta_i^2 \right)}{g \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \left(W_i \cdot \delta_i \right)}}$$

dove:

W_i sono i carichi gravitazionali dell'i – esimo piano;

δ_i è il valore dello spostamento rispetto alla verticale dell'i – esimo piano.

Otteniamo il modello con gli effetti come da figura sottostante:



Effettuando l'analisi sul telaio scelto otteniamo i seguenti valori:

PIANO	CARICO GRAVITAZIONALE (kN)	δ (m)	$W_i \cdot \delta_i^2$ (kN · m^2)	$W_i \cdot \delta_i$ (kN · m)
Copertura	436,51939	0,08555	3,1947992	37,34423
5°	618,58025	0,07677	3,6456849	47,48841
4°	618,58025	0,0653	2,6376819	40,39329
3°	618,58025	0,050935	1,6048287	31,50739
2°	618,58025	0,03419	0,7230932	21,14926
1°	618,58025	0,017025	0,1792959	10,53133
Terreno	431,26525	0,00331	0,004725	1,427488
TOTALE			11,990109	189,8414

Il valore del primo periodo di vibrazione sarà pari a:

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left(W_i \cdot \delta_i^2\right)}{g \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \left(W_i \cdot \delta_i\right)}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{11{,}99011}{9{,}80665 \cdot 189{,}841}} = 0{,}50424s$$

contro il valore calcolato in precedenza di 0,48224s.

La condizione imposta dall'Ordinanza è verificata:

$$T_1 \leq 2 \cdot T_C \Rightarrow 0{,}50424s < 1$$

Adesso che è noto il corretto valore del primo periodo di vibrazione occorre ricalcolare per il nuovo valore le azioni orizzontali equivalenti. L'Ordinanza impone, al § 5.8, di usare un $S_d(T_1) = 0{,}05g$, ma proviamo a vedere se con il nuovo valore di T_1 otteniamo un'ordinata dello spettro diversa:

$$T_C \leq T_1 < T_D \Rightarrow 0{,}5s < 0{,}50424s < 2s$$

pertanto:

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{q} \cdot \frac{T_C}{T_1} = 0{,}05g \cdot 1{,}25 \cdot \frac{2{,}5}{3{,}36} \cdot \frac{0{,}5}{0{,}50424} = 0{,}046$$

Tale valore risulta essere inferiore al minimo imposto dall'Ordinanza e pertanto non accettabile. Anche se in realtà la struttura sarà soggetta a forze di intensità minore durante l'evento sismico la vigente normativa impone comunque di progettare con un valore minimo di $S_d(T_1) = 0{,}05g$.

Quindi le forze orizzontali equivalenti restano quelle calcolate in precedenza.

7.6.1. EFFETTO DELLE TAMPONATURE SUL PERIODO DELLA STRUTTURA

L'Ordinanza, al § 4.4, ribadisce che il modello della struttura su cui verranno effettuate le analisi deve rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva, considerando, laddove appropriato, il contributo degli elementi non strutturali.

Un primo problema nasce laddove viene indicato che bisognerebbe considerare, nella modellazione della struttura, la presenza di elementi non strutturali, qualora ciò sia appropriato (posso immaginare che con il termine "appropriato" il legislatore voglia riferirsi a quegli elementi non strutturali il cui contributo sia significativo e che se trascurati non consentono di cogliere in maniera corretta il comportamento della struttura).
Nel caso, come questo, di edifici in cemento armato, il discorso degli elementi si riduce a valutare il comportamento da tenere nei riguardi delle tamponature, siano esse interne o esterne; è prassi comune infatti l'uso di non considerarle nel calcolo strutturale, ma solo di introdurle come carichi (lineari o areali), commettendo in tal modo un'approssimazione che io voglio, nelle righe seguenti, andare ad evidenziare.

Considerando che le masse in gioco nei due casi sono sempre le stesse, in quanto sarebbero inseriti o semplicemente come pesi o come elementi strutturali dotati di peso proprio, abbiamo le seguenti alternative:

- Trascurarli nella modellazione strutturale, inserendoli solo come pesi; è quello che ho fatto nella modellazione del mio telaio piano in direzione X.
  In codesto caso ricordo gli effetti a cui vado in contro: calcolerò la struttura sotto l'effetto di forze più alte perché la struttura, in assenza di tamponature, avrà un periodo minore.
  A mio avviso questa è la scelta più sensata perché al momento del sisma, per effetto del comportamento fragile dei pannelli, questi ultimi potrebbero cedere per primi; non offrendo resistenza la sisma il resto della struttura si troverebbe così a dover fronteggiare forze più alte rispetto a quelle pensate in fase di progetto.
- Inserirli nella modellazione strutturale.
  In tal caso le forze inerziali sono più basse, gli elementi strutturali (travi, pilastri, ecc) per tale motivo, anche perché aiutati nel modello di calcolo dai pannelli che assorbiranno un'aliquota non trascurabile delle forze sismiche in gioco, saranno dimensionati per sollecitazioni minori. E' necessario però in questo caso tener conto degli effetti localizzati (§ 5.6.3) che le tamponature hanno sugli elementi strutturali. Infine voglio ricordare che seguendo tale metodologia si dovrà, in fase di realizzo della costruzione, adottare opportuni accorgimenti tesi ad assicurare la solidarietà con la struttura di cui si è tenuto conto nel calcolo.

Con questo spero di aver dato sufficiente delucidazioni su un'altra delle mie importanti scelte a livello di calcolo.

8. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Nel § 4.4 l'Ordinanza riporta che nel caso di edifici con struttura in cemento armato, la rigidezza degli elementi può essere valutata considerando gli effetti della fessurazione, considerando la rigidezza secante a snervamento. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la

rigidezza flessionale ed a taglio di elementi in cemento armato può essere assunta pari alla metà della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurata.

Il progettista, con tale dicitura, può trovarsi di fronte a due scelte:

- se considera le rigidezze intere, questa è la scelta da me effettuata, si trova di fronte a una struttura più rigida. E' plausibile che le sollecitazioni che usciranno dal calcolo siano più elevate e quindi gli elementi dovranno essere dimensionati con più armatura. D'altra parte le verifiche allo Stato Limite di Danno (SLD, non obbligatorio in zona sismica 4 e non effettuato nella presente), che ricordo riguardano essenzialmente gli spostamenti, saranno con facilità più soddisfatte.
- se invece si assume la rigidezza fessurata, la deformabilità della struttura farà si che le sollecitazioni saranno molto più ridotte, gli elementi sono così meno "appesantiti", ma gli spostamenti saranno maggiori e quindi sarà maggiore la difficoltà a soddisfare la verifica allo Stato Limite di Danno (SLD).

Questo è solo uno dei tanti punti trattati nella presente ma risulta essere il più pesante, sotto il profilo decisionale, nella pratica professionale. Questo perché è chiaro che forte sarà la tendenza del progettista ad operare la scelta più conveniente da un punto di vista economico, senza molta correlazione con ragionamenti di tipo tecnico, non appena ci si trovi in caso di calcolo con difficoltà di dimensionamento.

Il codice di calcolo impiegato per l'analisi agli elementi finiti del telaio piano in direzione X delimitato tra i pilastri 24 e 28 è GiD v. 6.1.2 (http://gid.cimne.upc.es/intro/index.html) disponibile per piattaforma Linux (impiegato su O.S. Mandriva Linux 2006 ex Mandrake).

8.1. COMBINAZIONE ECCEZIONALE

Come riportato al § 5.8 dell'Ordinanza, non è richiesta la verifica allo Stato Limite di Danno (SLD: verifica degli spostamenti d'interpiano) per le costruzioni in zona sismica 4 e pertanto non verrà effettuata.
La verifica allo Stato Limite Ultimo di collasso, come riportato al § 1.4.2 della presente, viene effettuata per le sollecitazioni massime derivanti dalle seguenti combinazioni fondamentali:

$$F_d = \gamma_I \cdot E + \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \sum_i \left(\psi_{j,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

dove:

γ_I è il fattore d'importanza (3274 § 4.7); per edifici ordinari vale 1;

E è l'azione sismica per lo stato limite in esame;

$\psi_{j,i} = \psi_{2,1}$ (SLU) è il coefficiente che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile Q_i.

Il fattore di importanza γ_I non è altro che un coefficiente maggiorativo dell'azione sismica che nasce dall'esigenza di garantire, per particolari classi di edifici, una maggiore resistenza all'evento sismico. L'imposizione legislativa di un coefficiente maggiorativo altro non è che una modifica dello spettro di risposta della struttura con un aumento del periodo di ritorno del sisma; intendo ricordare che nell'Ordinanza i valori dello spettro sono "tarati" in modo da rappresentare, allo Stato Limite Ultimo, un sisma che ha una probabilità di accadimento del 10 % in 50 anni. Aumentare i valori dello spettro com-

porta, come ho già detto, aumentare il periodo di ritorno o, il che è la stessa cosa, diminuire la probabilità che l'evento sismico di quella intensità accada in 50 anni.

Il valore delle azioni orizzontali equivalenti al sisma sono state calcolate al § 7.5 della presente e valgono:

$F_{cop.} = 33{,}93kN$ $F_5 = 40{,}78kN$ $F_4 = 33{,}52kN$ $F_3 = 26{,}26kN$
$F_2 = 19kN$ $F_1 = 11{,}74kN$ $F_{p.t.} = 6{,}24kN$

Per il calcolo delle azioni permanenti G_k e variabili Q_k sul telaio piano in direzione X delimitato tra i pilastri 24 e 28, si effettua un'analisi per aree di influenza.

CARICHI PERMANENTI

Per i carichi permanenti abbiamo una suddivisione in base al piano di appartenenza come segue (L_{tot} = 13,2 m).

COPERTURA

Trave: (0,3 · 0,53) · 25 = $3{,}975\frac{kN}{m}$

Membrana impermeabilizzante, sottofondo, isolante, intonaco d'intradosso:

(0,3 + 0,76 + 0,0,6+ 0,2) · (0,3 – 0,1) = $0{,}264\frac{kN}{m}$

Quindi:

$$G_{k,copertura} = 4{,}239\frac{kN}{m}$$

PIANI 1°, 2°, 3°, 4°, 5°

Trave: (0,3 · 0,53) · 25 = $3{,}975\frac{kN}{m}$

Muratura di partizione interna: 1,28 · 2,7= $3{,}456\frac{kN}{m}$

Pavimento, collante, sottofondo, intonaco d'intradosso:

(0,2 + 0,95 + 0,2) · (0,3 – 0,1) = $0{,}27\frac{kN}{m}$

Quindi:

$$G_{k,1\div5} = 7{,}701\frac{kN}{m}$$

PIANO TERRA

Trave: (0,3 · 0,53) · 25 = $3{,}975\frac{kN}{m}$

Pavimento, collante, sottofondo, membrana impermeabilizzante:

(0,2 + 0,95 + 0,3) · (0,3 – 0,1) = $0{,}29\frac{kN}{m}$

Quindi:

$$G_{k,p.t.} = 4{,}265\frac{kN}{m}$$

<u>CARICHI VARIABILI</u>

COPERTURA

Sovraccarico variabile (copertura non accessibile):

0,5 · (0,3 – 0,1) = $Q = 0{,}1\frac{kN}{m}$

Neve: 1,64 · (0,3 – 0,1) = $Q = 0{,}328\frac{kN}{m}$

PIANI 1°, 2°, 3°, 4°, 5°, PIANO TERRA

Sovraccarico variabile (locali d'abitazione):

2 · (0,3 – 0,1) = $Q = 0{,}4\frac{kN}{m}$

I carichi variabili devono però essere ridotti per il coefficiente di combinazione allo Stato Limite Ultimo (ψ_{2i}), ottenendo:

COPERTURA

Sovraccarico variabile (copertura non accessibile):

0,2 · 0,1 = $Q = 0{,}02\frac{kN}{m}$

Neve: 0,2 · 0,328 = $Q = 0{,}0656\frac{kN}{m}$

PIANI 1°, 2°, 3°, 4°, 5°, PIANO TERRA

Sovraccarico variabile:

0,3 · 0,4 = $Q = 0{,}12\frac{kN}{m}$

8.2. COMBINAZIONE FONDAMENTALE

Le azioni sollecitanti di calcolo S_d allo Stato Limite Ultimo devono essere valutate secondo le seguenti combinazioni fondamentali:

$$F_d = \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

Per il calcolo delle azioni permanenti G_k e variabili Q_k sul telaio piano in direzione X delimitato tra i pilastri 24 e 28, si effettua un'analisi per aree di influenza.
I valori dei carichi permanenti e variabili sono già stati calcolati al § 8.3 della presente, pertanto si riporteranno solo i risultati.

CARICHI PERMANENTI

COPERTURA

$$G_{k,copertura} = 4{,}239 \frac{kN}{m}$$

PIANI 1°, 2°, 3°, 4°, 5°

$$G_{k,1\div5} = 7{,}701 \frac{kN}{m}$$

PIANO TERRA

$$G_{k,p.t.} = 4{,}265 \frac{kN}{m}$$

CARICHI VARIABILI
COPERTURA

Sovraccarico variabile: $Q = 0{,}1 \frac{kN}{m}$

Neve: $Q = 0{,}328 \frac{kN}{m}$

Vento: $Q = 7{,}846 + 4{,}711 = 12{,}557 \frac{kN}{m}$

Siccome si è assunta l'ipotesi di impalcati infinitamente rigidi nel proprio piano, l'azione del vento può essere schematizzata con un sistema di forze orizzontali applicate a livello di ciascun solaio, agenti secondo gli assi principali X ed Y dell'edificio, con retta d'azione passante per il baricentro della relativa distribuzione.

PIANO 5°

Sovraccarico variabile: $Q = 0{,}4 \frac{kN}{m}$

Vento: $Q = 10{,}239 + 6{,}146 = 16{,}385 \frac{kN}{m}$

PIANO 4°

Sovraccarico variabile: $Q = 0{,}4 \frac{kN}{m}$

Vento: $Q = 9{,}454 + 5{,}673 = 15{,}127 \frac{kN}{m}$

PIANO 3°

Sovraccarico variabile: $Q = 0{,}4 \frac{kN}{m}$

Vento: $Q = 8{,}558 + 5{,}137 = 13{,}695 \frac{kN}{m}$

PIANO 2°

Sovraccarico variabile: $Q = 0{,}4 \frac{kN}{m}$

Vento: $Q = 8{,}105 + 4{,}869 = 12{,}974 kN$

PIANO 1°

Sovraccarico variabile: $Q = 0{,}4 \frac{kN}{m}$

Vento: $Q = 8{,}105 + 4{,}869 = 12{,}974 kN$

PIANO TERRENO

Sovraccarico variabile: $Q = 0{,}4 \frac{kN}{m}$

I carichi variabili devono però essere ridotti per il coefficiente di combinazione allo Stato Limite Ultimo $\psi_{0,i} = 0{,}7$.

9. EFFETTI DEL II ORDINE IN SITUAZIONE ECCEZIONALE (sisma)

Secondo quanto affermato dall'O.P.C.M. n° 3274 al § 4.11.1.1, gli effetti del secondo ordine possono venir trascurati nel caso in cui la condizione seguente sia verificata ad ogni piano:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} < 0{,}1$$

dove:

- P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;
- d_r è lo spostamento medio d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo il § 4.8 dell'O.P.C.M. n° 3274;
- V è la forza orizzontale totale al piano in esame;
- h è l'altezza del piano.

Quando $0{,}2 \geq \theta \geq 0{,}1$ gli effetti del secondo ordine possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $\frac{1}{1-\theta}$; θ non può comunque superare il valore 0,3.

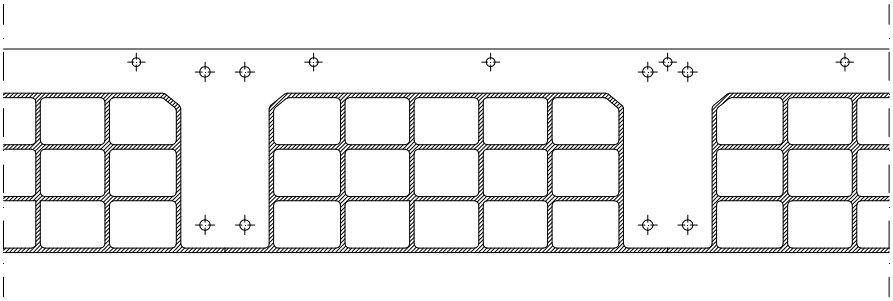
Nel caso in esame abbiamo:

PIANO	P [kN]	d_r [cm]	V [kN]	h [m]	θ_i
Copertura	3'934,728	0,046	33,93	19,865	0,003
5°	4'553,118	0,038	40,78	16,850	0,003
4°	4'674,093	0,022	33,52	13,850	0,002
3°	4'688,407	0,014	26,26	10,850	0,002
2°	4'688,365	0,008	19,00	7,850	0,002
1°	4'691,467	0,002	11,74	4,850	0,002
Terreno	3'812,275	0,021	6,24	1,850	0,070

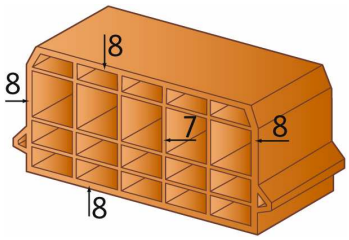
SOLAIO PIANO TIPO

1. PREMESSA

Gli elementi che formano gli orizzontamenti dell'edificio sono, secondo la classificazione del Decreto Ministeriale del 14 Febbraio 1992 § 7.1.1, poi ripresa dal Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996 § 7.x, solai del tipo IIa: solaio gettato in opera con blocchi di laterizio aventi funzione principale di alleggerimento e soletta collaborante in calcestruzzo di spessore ≥ 4 cm.



Sezione solaio tipo IIa.



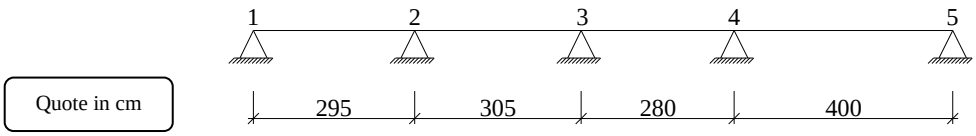
Blocco di categoria A (misure in mm).

I solai in latero – cemento sono stati schematizzati come una serie di travi continue con sezione a T affiancate, tra loro indipendenti, portanti in una sola direzione e appoggiate su vincoli fissi, i quali sono rappresentati dalle travi.
E' stato deciso di non inserire travi rompitratta nei solai soprattutto per non aumentare la massa dei piani, parametro importantissimo che intercede nel definire l'intensità della forza equivalente nell'analisi sismica.
Come già precedentemente affermato si ammette che i solai abbiano, nel loro piano, rigidezza sufficiente a trasmettere le azioni orizzontali agli elementi di controvento (le pareti di taglio ed i nuclei ascensore). In base a quanto detto le nervature dei solai vengono progettate e verificate allo stato limite ultimo per le sole combinazioni persistente/transitoria.

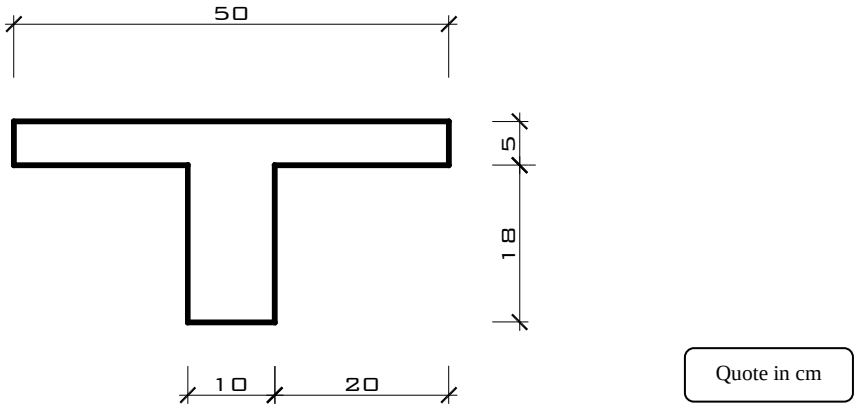
2. NERVATURA PIANO TIPO

E' stato scelto di analizzare la nervatura dei solai vicini al telaio usato per l'analisi sismica; come da figura a pagina seguente.

Lo schema strutturale usato per il calcolo delle sollecitazioni è quello riportato nella figura sottostante.



Per il calcolo delle luci efficaci si è fatto riferimento a quanto indicato in EC2 § 2.5.2.2.2.
La geometria della sezione di calcolo è riportata nella figura sottostante.



In base a quanto affermato in EC2 § 2.5.2.1, i solai possono essere considerati piastre orizzontali nervate con portanza monodirezionale in quanto:

$$l_{\min} \geq 4 \cdot h \Rightarrow 280cm > 4 \cdot 23 = 92cm$$

In EC2 § 2.5.2.2.1 al punto 3, viene invece definita la larghezza efficace di soletta collaborante per una trave con sezione a T simmetrica; essa può essere assunta come:

$$b_{eff} = b_w + \frac{1}{5} \cdot l_0 < b$$

dove:

b_w è la base, pari a 10cm;

l_0 è la distanza tra i punti di momento nullo, ossia la distanza tra due punti di flesso della deformata della trave soggetta a carichi uniformi.

La condizione peggiore si ha per la campata tra i punti 3 e 4:

$$b_{eff} = b_w + \frac{1}{5} \cdot l_0 = 10 + \frac{1}{5} \cdot (0{,}7 \cdot 280) = 49{,}2cm \cong 50cm$$

Siccome la differenza riscontrata risulta minima si accetta di considerare una larghezza efficace di soletta collaborante pari a 50 cm.
Il Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996 al § 7.1.4.2 fissa uno spessore minimo dei solai a portata unidirezionale che non siano di semplice copertura pari a:

$$s_{\min} = \max\left\{ \begin{matrix} 12cm \\ \frac{l_{\max}}{25} = \frac{400}{25} = 16cm \end{matrix} \right\} = 16cm$$

Nel caso in esame il solaio è un 18 + 5 cm e verifica tale condizione:

$$s = 23cm > 16cm$$

La soletta di completamento deve invece soddisfare le seguenti condizioni:
- il Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996 al § 7.1.4.2 indica uno spessore minimo di 4cm;
- l'O.P.C.M. n° 3274 del 20 Marzo 2003 indica uno spessore minimo di 4cm affinché il solaio possa essere considerato infinitamente rigido nel suo piano:

Le condizioni sopra esposte risultano entrambe soddisfatte poiché la soletta collaborante ha uno spessore di 5cm.

2.1. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Poiché risulta verificata la condizione imposta in EC2 § 2.5.3.4:

$$\frac{l_{\max}}{l_{\min}} < 2 \Rightarrow \frac{400}{280} = 1{,}43 < 2$$

è possibile adottare l'analisi elastica lineare senza ridistribuzione per il calcolo delle sollecitazioni, a condizione di rispettare il limite di duttilità:

$$\frac{x}{d} < 0{,}45$$

I carichi da prendere in considerazione nelle combinazioni delle azioni sono:

<u>CARICHI PERMANENTI</u>

Solaio piano tipo $4{,}65\frac{kN}{m^2}$

Incidenza muratura di partizione interna $1{,}64\frac{kN}{m^2}$

$6{,}29\frac{kN}{m^2}$

<u>CARICHI VARIABILI</u>

Locale tipo 1 $2\frac{kN}{m^2}$

Considerando che la nervatura di solaio ha un'influenza di 50cm ottengo le seguenti distribuzioni di carichi lineari:

$$G_k = 6{,}29 \cdot 0{,}5 = 3{,}145\frac{kN}{m}$$

$$Q_k = 2 \cdot 0{,}5 = 1\frac{kN}{m}$$

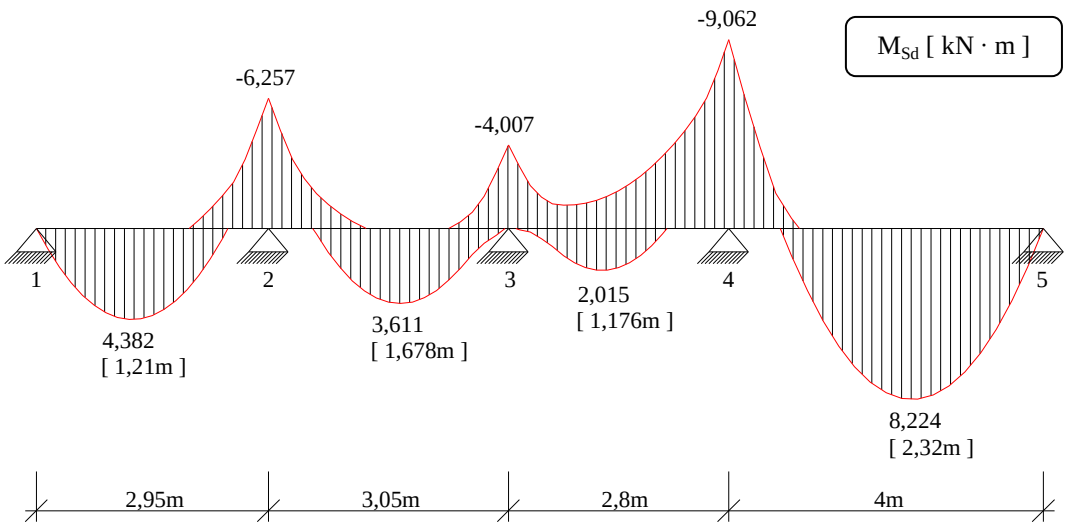
2.1.1. COMBINAZIONE FONDAMENTALE (slu)

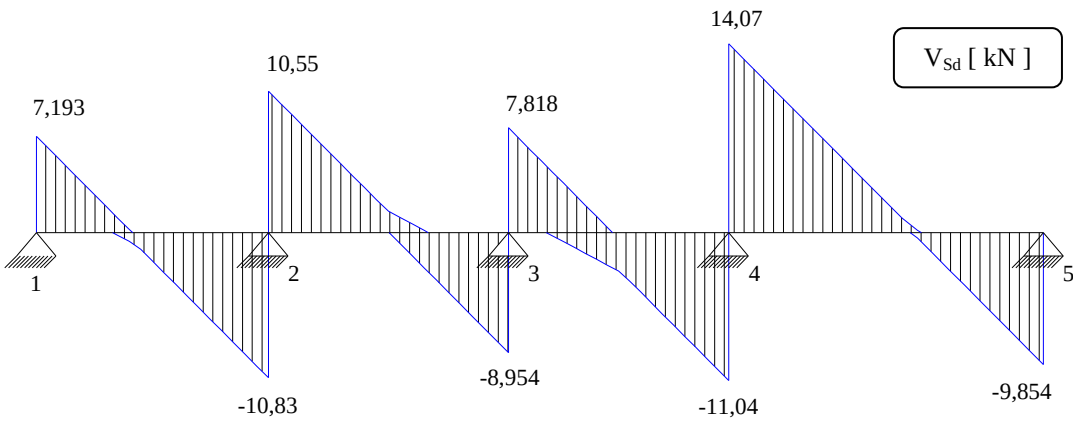
Allo Stato Limite Ultimo, come già detto al § 1.4.1 della presente, il valore di calcolo degli effetti delle azioni F_d è ottenuto ricercando la combinazione più sfavore-

vole delle azioni permanenti, variabili e accidentali, utilizzando le seguenti combinazioni:

$$F_d = \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

L'inviluppo delle sollecitazioni della condizione più sfavorevole è riportato di seguito.





3. PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

Il progetto dell'armatura delle sezioni soggette a prevalente flessione viene effettuato per la condizione:

$$M_{Rd} = M_{Sd}$$

dove:

M_{Rd} è il momento resistente di calcolo;

M_{Sd} è il momento sollecitante di calcolo.

Al fine di garantire un'adeguata capacità di rotazione plastica alle regioni critiche e confermare la validità dell'analisi elastica lineare usata per il calcolo delle sollecitazioni, a tale condizione suddetta si associa la verifica della disuguaglianza in funzione della classe di calcestruzzo impiegato:

$$\frac{x}{d} \leq 0{,}45 \Rightarrow \xi_{\lim} = \left(\frac{x}{d}\right)_{\lim} = 0{,}45$$

dove:

x è la profondità dell'asse neutro, ossia la distanza dell'asse neutro dal lato delle fibre compresse della sezione;

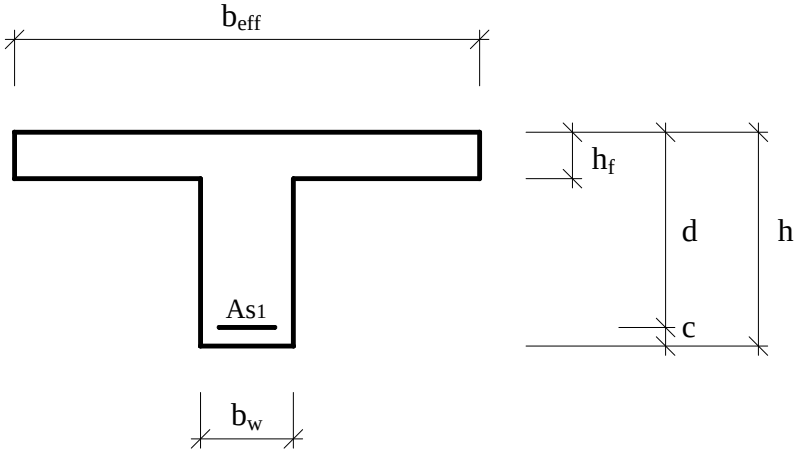
d è l'altezza utile della sezione (in via semplificativa si può considerare come la differenza tra l'altezza della sezione ed il copriferro nominale).

CAMPATA 4 – 5

Il momento di calcolo vale:

$$M_{Sd} = M_d = 8{,}224 kN \cdot m$$

Caratteristiche geometriche della sezione:



b_{eff} = 500 mm
b_w = 100 mm
h_f = 50 mm
h = 230 mm
d = h – c = 230 – 20 = 210 mm

Da cui si ricavano i rapporti per la tabella di calcolo:

$$\frac{h_f}{d} = \frac{50}{210} = 0{,}24$$
$$\frac{b_{eff}}{b_w} = \frac{500}{100} = 5$$

dalla quale definisco il momento di calcolo adimensionalizzato (o ridotto) limite per la sezione a T:

$$\xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \mu_{\lim} = 0{,}194$$

Espressione del momento di calcolo adimensionalizzato:

$$\mu_{Sd} = \frac{M_{Sd}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{8{,}224 \cdot 10^6}{500 \cdot 210^2 \cdot 18} = 0{,}021 < \mu_{\lim} = 0{,}194$$

La percentuale meccanica di armatura principale (tesa) può essere ricavata con la seguente espressione:

$$\omega_1 = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}021 \cdot (1 + 0{,}021) = 0{,}0214$$

L'armatura minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s1} = \frac{\omega_1 \cdot b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}0214 \cdot 500 \cdot 210 \cdot 18}{374} = 108{,}4 mm^2$$

Si decide di adottare un'armatura tesa A_{s1} formata da 2 Ø 12 mm (A_{s1} = 226 mm^2).

CAMPATE 1 – 2, 2 – 3, 3 – 4

Il progetto avviene con unificazione delle armature; il momento massimo delle tre campate, nonché quello usato per il dimensionamento dell'armatura tesa, risulta essere pari a:

$$M_{Sd} = M_d = M_{\max,2-3} = 3{,}611 kN \cdot m$$

Le caratteristiche geometriche della sezione risultano invariate.
Espressione del momento di calcolo adimensionalizzato:

$$\mu_{Sd} = \frac{M_{Sd}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{3{,}611 \cdot 10^6}{500 \cdot 210^2 \cdot 18} = 0{,}0091 < \mu_{\lim} = 0{,}194$$

La percentuale meccanica di armatura principale (tesa) può essere ricavata con la seguente espressione:

$$\omega_1 = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}0091 \cdot (1 + 0{,}0091) = 0{,}0092$$

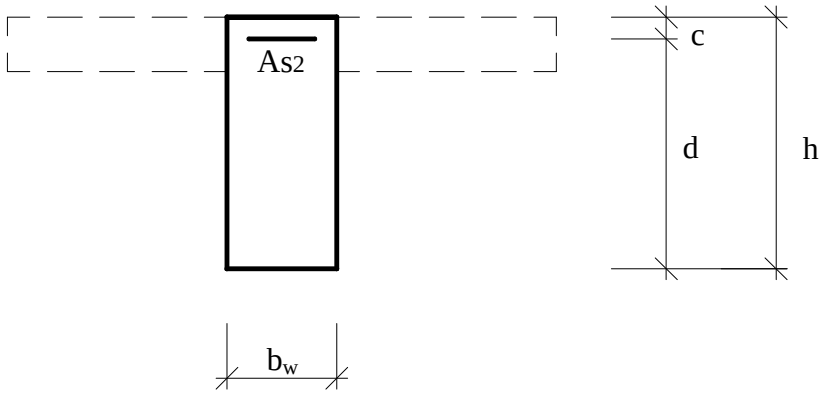
L'armatura minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s1} = \frac{\omega_1 \cdot b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}0092 \cdot 500 \cdot 210 \cdot 18}{374} = 46{,}5 mm^2$$

Si decide di adottare un'armatura tesa A_{s1} formata da 2 Ø 10 mm (A_{s1} = 157 mm^2).

APPOGGI 2, 3, 4

La sezione di calcolo è una sezione rettangolare. Le caratteristiche geometriche sono espresse nella figura sottostante.



b_w = 100 mm
h = 230 mm
d = h – c = 230 – 20 = 210 mm

Il progetto avviene con unificazione delle armature; il momento massimo dei tre appoggi, nonché quello usato per il dimensionamento dell'armatura tesa, risulta essere pari a:

$$M_{Sd} = M_d = M_4 = 9{,}062 kN \cdot m$$

Dalla tabella per sezioni rettangolari ottengo:

$$\xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \mu_{\lim} = 0{,}252$$

Espressione del momento di calcolo adimensionalizzato:

$$\mu_{Sd} = \frac{M_{Sd}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{9{,}062 \cdot 10^6}{100 \cdot 210^2 \cdot 18} = 0{,}1142 < \mu_{\lim} = 0{,}252$$

La percentuale meccanica di armatura principale (tesa) può essere ricavata con la seguente espressione:

$$\omega_2 = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}1142 \cdot (1 + 0{,}1142) = 0{,}13$$

L'armatura minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s2} = \frac{\omega_2 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}13 \cdot 100 \cdot 210 \cdot 18}{374} = 131{,}4 mm^2$$

Si decide di adottare un'armatura tesa A_{s2} formata da 2 Ø 12 mm (A_{s2} = 226 mm^2).

4. PROGETTO E VERIFICA DELL'ARMATURA TRASVERSALE

Il Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996, alla sezione II § 7.1.4.6, impone di adottare una certa quantità minima di armatura trasversale (3Ø6 al metro o 20% di A_{sl}) per i solai con nervatura gettata o completata in opera che:

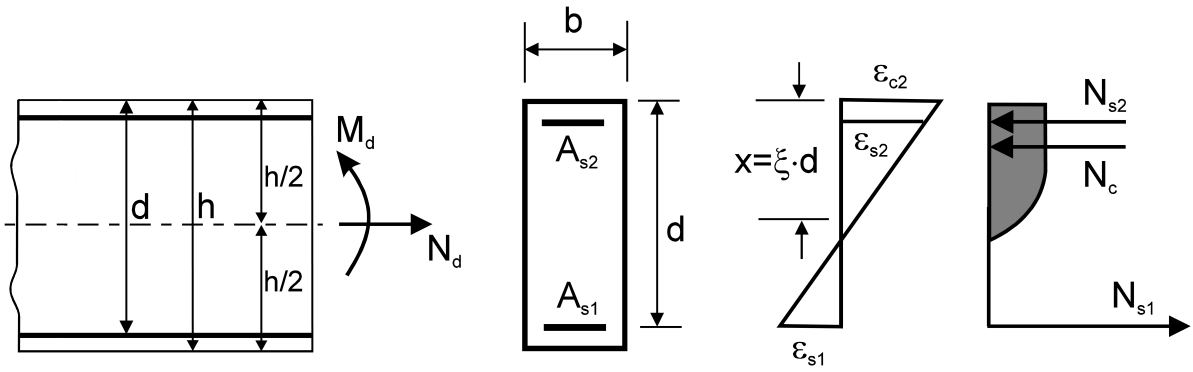
- abbiano luce superiore a 4,5 m;
- sia sensibile il comportamento a piastra;
- subiscono carichi concentrati i quali incidono in misura considerevole sulle sollecitazioni di calcolo.

Nel caso in esame non si riscontra nessuna di queste casistiche ma nonostante tutto si decide di disporre comunque una rete elettrosaldata Ø10/200/200.

5. VERIFICA DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

Il procedimento generale per la verifica a flessione allo stato limite ultimo, consiste nell'esprimere la risultante delle tensioni di compressione e trazione in funzione della posizione dell'asse neutro e calcolare la distanza di quest'ultimo dal lato delle fibre compresse imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale; ossia:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd}$$



Infine determinare il momento resistente della sezione imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa:

$$M_{Rd} = N_{s2} \cdot (d - c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)$$

La condizione di verifica è la seguente:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

avendo già imposto:

$$N_{Rd} = N_{Sd}$$

Per sezioni rettangolari, o ad essa assimilabili, la risultante delle tensioni nel calcestruzzo è espressa come:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x$$ [1]

La risultante delle tensioni nell'armatura invece è pari a:

$$N_{si} = A_{si} \cdot \sigma_{si}$$

Le tensioni σ_i sono ricavate dal diagramma delle deformazioni. Quest'ultimo, lineare anche allo stato limite ultimo, può essere espresso in funzione della distanza x dell'asse neutro dal bordo compresso e della curvatura χ (inclinazione del diagramma delle deformazioni). Poiché il diagramma limite comporta il raggiungimento della deformazione ε_{cu} al bordo compresso, si ha:

$$\chi = -\frac{\varepsilon_{cu}}{x}$$

$$\varepsilon_{s1} = \chi \cdot (d - x) = -\frac{d - x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = -\frac{1 - \xi}{\xi} \cdot \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s2} = -\chi \cdot (d - c) = \frac{x - c}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = \frac{\xi - \gamma}{\xi} \cdot \varepsilon_{cu} \quad \text{con: } \gamma = \frac{c}{d}$$

Tenendo conto del legame costitutivo elastico – perfettamente plastico dell'acciaio, si ha:

$$\sigma_{s1} = f_{yd} \quad \text{se } \varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd} \qquad \sigma_{s1} = E_s \cdot \varepsilon_{s1} \quad \text{se } |\varepsilon_{s1}| \leq \varepsilon_{yd}$$

$$\sigma_{s2} = -f_{yd} \quad \text{se } \varepsilon_{s2} \leq -\varepsilon_{yd} \qquad \sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} \quad \text{se } |\varepsilon_{s2}| \leq \varepsilon_{yd}$$

In sezioni a doppia armatura, l'armatura superiore, in genere compressa, è snervata quando:

$$\frac{x - c}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \leq -\varepsilon_{yd}$$

cioè per:

$$x \geq \frac{|\varepsilon_{cu}|}{|\varepsilon_{cu}| - \varepsilon_{yd}} \cdot c$$

ovvero per un acciaio FeB44k:

$$x \geq \frac{|-0{,}0035|}{|-0{,}0035| - 0{,}00187} \cdot c \Rightarrow x \geq 2{,}15 \cdot c$$

La distanza dell'asse neutro dal bordo compresso della sezione può essere inferiore al limite sopra indicato nel caso di sezioni molto basse, o meglio con un elevato rapporto $\gamma = \frac{c}{d}$, oppure in sezioni con una notevole quantità di armatura in compressione. Non conoscendo però a priori la posizione dell'asse neutro conviene pertanto effettuare la verifica partendo dal-

[1] La formula è quella usuale per quando si impiega il metodo di calcolo dello stress block.

l'ipotesi che entrambe le armature siano snervate; in tal caso la condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale risulta pari a:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s2} \cdot f_{yd} + A_{s1} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

e la posizione dell'asse neutro sarà data da:

$$x = \frac{(A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_{yd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta}$$

Confrontando tale valore ottenuto con il limite prima indicato, si può avere una conferma del fatto che l'armatura compressa è snervata. Nel caso non lo sia la condizione di equilibrio diventa:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s1} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

e la posizione dell'esse neutro la si ricava risolvendo l'equazione di secondo grado ottenuta.

ARMATURA LONGITUDINALE MINIMA

Il Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996, sezione II § 7.1.4.7, impone che l'armatura longitudinale deve essere:

$$A_{s,\min} \geq 0{,}07 \cdot h \ \text{[cm}^2\text{ al metro]}$$

dove:

h è l'altezza del solaio espressa in cm.

Ossia per ogni travetto:

$$A_{s,\min} \geq \frac{0{,}07 \cdot h}{2} = \frac{0{,}07 \cdot 23}{2} = 0{,}81 \cdot 10^2 = 81 mm^2$$

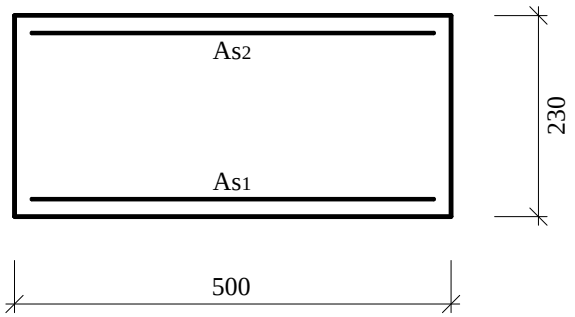
Le armature longitudinali presenti sono:

$$\left\{ \begin{matrix} 2\phi 10 = 157 mm^2 \\ 2\phi 12 = 226 mm^2 \end{matrix} \right\} > A_{s,\min} = 81 mm^2$$

SEZIONE 1 (appoggio 1)
Per assicurare un'adeguata resistenza nei confronti di un eventuale momento d'incastro parziale, l'EC2 al § 5.4.2.1.2 richiede che nelle sezioni d'estremità la sezione sia in grado di sopportare un momento negativo pari ad almeno il 25% di quello agente in campata.
Sull'appoggio 1 abbiamo un momento pari a:

$$M_{Sd} = -(0{,}25 \cdot 4{,}382) = -1{,}1 kN \cdot m$$

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 10 = 157 mm^2

c = 20 mm
d = 210 mm

SLU +

Il massimo momento positivo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = 4{,}382 kN \cdot m$$

Ipotesi di A_{s2} snervata:

$$x \geq \bar{x} \Rightarrow \bar{x} = 2{,}15 \cdot c = 2{,}15 \cdot 20 = 43 mm$$

la posizione dell'asse neutro può essere:

$$x = \frac{(A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_{yd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta} = \frac{|157 - 226| \cdot 374}{0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21}} = 4{,}167 mm$$

siccome tale valore non è ≥ 43mm l'armatura compressa non è snervata; per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s2} \cdot \frac{x - c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s1} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

$$-0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x - 226 \cdot \frac{x - 20}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 + 157 \cdot 374 = 0$$

da cui:

$$x = 15{,}956 mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \leq \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{15{,}956}{210} = 0{,}08 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot 15{,}956 = -98'813N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -226 \cdot \frac{15{,}956-20}{15{,}956} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = 40'095N$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 157 \cdot 374 = 58'718N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s1}:

$$M_{Rd} = -[N_{s2} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= -\left[40'095 \cdot (210-20) - 98'813 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 15{,}956\right)\right] = 12{,}477kN \cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = 12{,}477kN \cdot m > 4{,}382kN \cdot m = M_{Sd}$$

SLU -

Il massimo momento negativo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = -6{,}257kN \cdot m$$

Ipotesi di A_{s1} snervata,la posizione dell'asse neutro può essere:

$$x = \frac{(A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_{yd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta} = \frac{|157-226| \cdot 374}{0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21}} = 4{,}167mm$$

siccome tale valore non è ≥ 43mm l'armatura compressa non è snervata; per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

$$-0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x - 157 \cdot \frac{x-20}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 + 226 \cdot 374 = 0$$

da cui:

$$x = 16{,}902mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \leq \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{16{,}902}{210} = 0{,}08 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot 16{,}902 = -104'670N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -157 \cdot \frac{16{,}902-20}{16{,}902} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = 20'146N$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 226 \cdot 374 = 84'524N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s2}:

$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[20'146 \cdot (210-20) - 104'670 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 16{,}902 \right) \right] = -17{,}335kN \cdot m$$

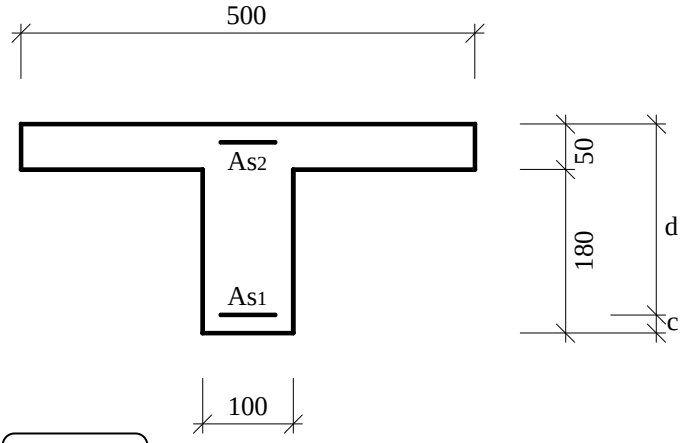
Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = -17{,}335kN \cdot m > -6{,}257kN \cdot m = M_{Sd}$$

NB: *date le caratteristiche geometriche e meccaniche delle sezioni, si evince che l'armatura in compressione non risulta mai snervata; pertanto si considera solo snervata l'armatura tesa.*

SEZIONE 2 (campata 1 – 2)

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 10 = 157 mm^2

c = 20 mm
d = 210 mm

SLU +

Il massimo momento positivo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = 4{,}382kN \cdot m$$

Poiché l'asse neutro tagli l'ala, la sezione è assimilabile a una rettangolare 500x230 mm; si ottengono gli stessi risultati della sezione 1.

Posizione dell'asse neutro:

$$x = 15{,}956mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{15{,}956}{210} = 0{,}08 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot 15{,}956 = -98'813N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -226 \cdot \frac{15{,}956-20}{15{,}956} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = 40'095N$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 157 \cdot 374 = 58'718N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s1}:

$$M_{Rd} = -[N_{s2} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= -\left[40'095 \cdot (210-20) - 98'813 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 15{,}956\right)\right] = 12{,}477kN \cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

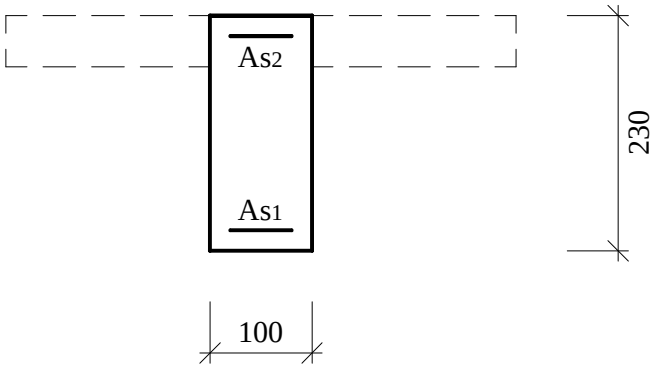
$$M_{Rd} \ge M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = 12{,}477kN \cdot m > 4{,}382kN \cdot m = M_{Sd}$$

SLU -

Il massimo momento negativo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = -6{,}257kN \cdot m$$

Le caratteristiche geometriche della sezione sono riportate nella figura sottostante.



Per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

$$-0{,}85\cdot 18\cdot 100\cdot \frac{17}{21}\cdot x-157\cdot \frac{x-20}{x}\cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187}\cdot 374+226\cdot 374=0$$

da cui:

$$x=33{,}110mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim}=0{,}45 \Rightarrow \xi=\frac{x}{d}=\frac{33{,}11}{210}=0{,}16<0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c=-\alpha\cdot f_{cd}\cdot b\cdot \beta\cdot x=-0{,}85\cdot 18\cdot 100\cdot \frac{17}{21}\cdot 33{,}11=-41'009N$$

$$N_{s1}=-A_{s1}\cdot \frac{x-c}{x}\cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}}\cdot f_{yd}=-157\cdot \frac{33{,}11-20}{33{,}11}\cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187}\cdot 374=-43'515N$$

$$N_{s2}=A_{s2}\cdot f_{yd}=226\cdot 374=84'524N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s2}:

$$M_{Rd}=\left[N_{s1}\cdot (d-c)+N_c\cdot (d-k\cdot x)\right]=$$
$$=\left[-43'515\cdot (210-20)-41'009\cdot \left(210-\frac{99}{238}\cdot 33{,}11\right)\right]=-16{,}315kN\cdot m$$

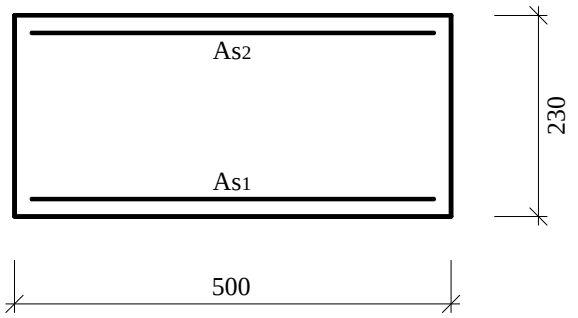
Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd}\ge M_{Sd}\Rightarrow M_{Rd}=-16{,}315kN\cdot m>-6{,}257kN\cdot m=M_{Sd}$$

SEZIONE 3

APPOGGIO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 4 Ø 12 = 452 mm^2
A_{s1} = 4 Ø 10 = 314 mm^2

c = 20 mm
d = 210 mm

SLU +

Il massimo momento positivo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd}=3{,}611kN\cdot m$$

Per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s1} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

$$-0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x - 452 \cdot \frac{x-20}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 + 314 \cdot 374 = 0$$

da cui:

$$x = 19{,}711 mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{19{,}711}{210} = 0{,}09 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot 19{,}711 = -122'070 N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -452 \cdot \frac{19{,}711-20}{19{,}711} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = 4'634 N$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 314 \cdot 374 = 117'436 N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s1}:

$$M_{Rd} = -[N_{s2} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= -\left[4'634 \cdot (210-20) - 122'070 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 19{,}711\right)\right] = 23{,}753 kN \cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd} \ge M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = 23{,}753 kN \cdot m > 3{,}611 kN \cdot m = M_{Sd}$$

SLU -

Il massimo momento negativo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = -4{,}007 kN \cdot m$$

Per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

$$-0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x - 314 \cdot \frac{x-20}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 + 452 \cdot 374 = 0$$

da cui:

$$x = 22{,}859 mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{22{,}859}{210} = 0{,}11 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot 22{,}859 = -141'560N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -314 \cdot \frac{22{,}859-20}{22{,}859} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = -27'488N$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 452 \cdot 374 = 169'048N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s2}:

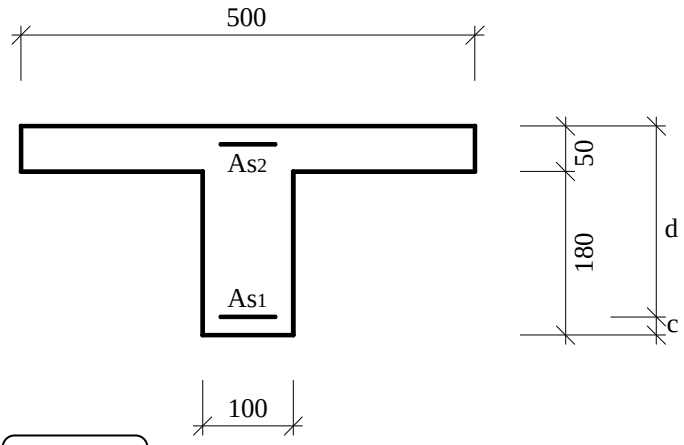
$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[-27'488 \cdot (210-20) - 141'560 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 22{,}859 \right) \right] = -33{,}604 kN \cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd} \ge M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = -33{,}604 kN \cdot m > -4{,}007 kN \cdot m = M_{Sd}$$

<u>FILO APPOGGIO</u>

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 4 Ø 12 = 452 mm^2
A_{s1} = 4 Ø 10 = 314 mm^2

c = 20 mm
d = 210 mm

SLU +

Il massimo momento positivo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = 3{,}611 kN \cdot m$$

Poiché l'asse neutro tagli l'ala, la sezione è assimilabile a una rettangolare 500x230 mm; si ottengono gli stessi risultati della sezione di appoggio.
Posizione dell'asse neutro:

$$x = 19{,}711 mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{19{,}711}{210} = 0{,}09 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot 19{,}711 = -122'070N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -452 \cdot \frac{19{,}711-20}{19{,}711} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = 4'634N$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 314 \cdot 374 = 117'436N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s1}:

$$M_{Rd} = -[N_{s2} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$

$$= -\left[4'634 \cdot (210-20) - 122'070 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 19{,}711\right)\right] = 23{,}753kN \cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

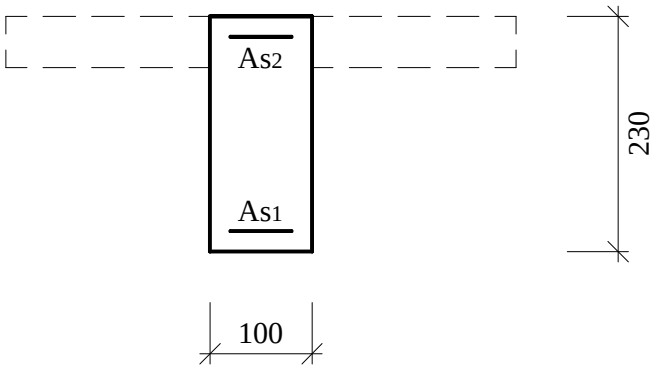
$$M_{Rd} \ge M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = 23{,}753kN \cdot m > 3{,}611kN \cdot m = M_{Sd}$$

SLU -

Il massimo momento negativo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = -4{,}007kN \cdot m$$

Le caratteristiche geometriche della sezione sono riportate nella figura sottostante.



Per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

$$-0{,}85 \cdot 18 \cdot 100 \cdot \frac{17}{21} \cdot x - 314 \cdot \frac{x-20}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 + 452 \cdot 374 = 0$$

da cui:

$$x = 42{,}512mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{42{,}512}{210} = 0{,}2 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 100 \cdot \frac{17}{21} \cdot 42{,}512 = -52'654N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -314 \cdot \frac{42{,}512-20}{42{,}512} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = -116'394N$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 452 \cdot 374 = 169'048N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s2}:

$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[-116'394 \cdot (210-20) - 52'654 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 42{,}512\right)\right] = -32{,}241kN \cdot m$$

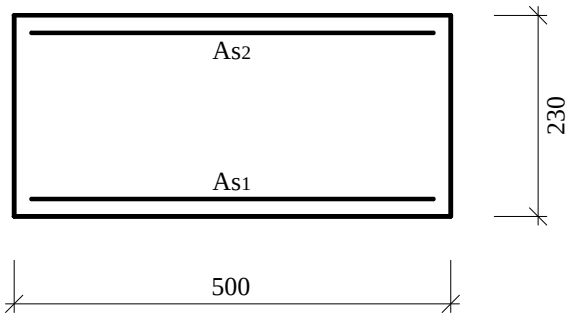
Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd} \ge M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = -32{,}241kN \cdot m > -4{,}007kN \cdot m = M_{Sd}$$

SEZIONE 4

APPOGGIO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 10 + 2 Ø 12 = 383 mm^2

c = 20 mm
d = 210 mm

SLU +

Il massimo momento positivo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = 8{,}224kN \cdot m$$

Per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s1} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

$$-0{,}85\cdot 18\cdot 500\cdot \frac{17}{21}\cdot x-226\cdot \frac{x-20}{x}\cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187}\cdot 374+383\cdot 374=0$$

da cui:

$$x=21{,}428mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim}=0{,}45 \Rightarrow \xi=\frac{x}{d}=\frac{21{,}428}{210}=0{,}1<0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c=-\alpha\cdot f_{cd}\cdot b\cdot \beta\cdot x=-0{,}85\cdot 18\cdot 500\cdot \frac{17}{21}\cdot 21{,}482=-132'670N$$

$$N_{s2}=-A_{s2}\cdot \frac{x-c}{x}\cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}}\cdot f_{yd}=-226\cdot \frac{21{,}428-20}{21{,}428}\cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187}\cdot 374=-10'542N$$

$$N_{s1}=A_{s1}\cdot f_{yd}=383\cdot 374=143'242N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s1}:

$$M_{Rd}=-[N_{s2}\cdot (d-c)+N_c\cdot (d-k\cdot x)]=$$
$$=-\left[-10'542\cdot (210-20)-132'670\cdot \left(210-\frac{99}{238}\cdot 21{,}482\right)\right]=28{,}687kN\cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd}\ge M_{Sd}\Rightarrow M_{Rd}=28{,}687kN\cdot m>8{,}224kN\cdot m=M_{Sd}$$

SLU -

Il massimo momento negativo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd}=-9{,}062kN\cdot m$$

Per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha\cdot f_{cd}\cdot b\cdot \beta\cdot x-A_{s1}\cdot \frac{x-c}{x}\cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}}\cdot f_{yd}+A_{s2}\cdot f_{yd}=N_{Sd}$$

$$-0{,}85\cdot 18\cdot 500\cdot \frac{17}{21}\cdot x-383\cdot \frac{x-20}{x}\cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187}\cdot 374+226\cdot 374=0$$

da cui:

$$x=18{,}126mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim}=0{,}45 \Rightarrow \xi=\frac{x}{d}=\frac{18{,}126}{210}=0{,}09<0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot 18{,}126 = -112'249N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -383 \cdot \frac{18{,}126-20}{18{,}126} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = 27'725N$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 226 \cdot 374 = 84'524N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s2}:

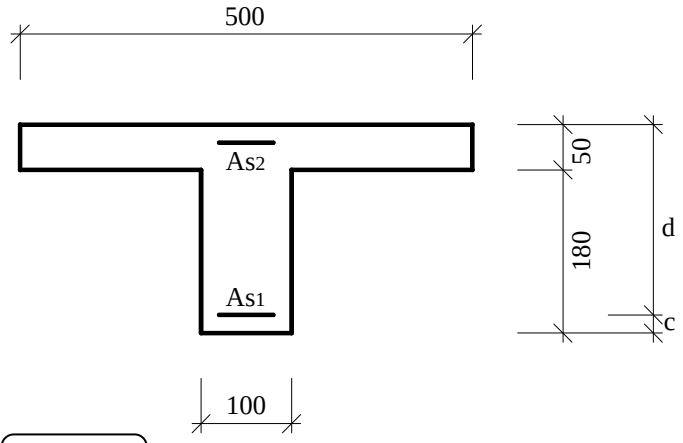
$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[84'524 \cdot (210-20) - 112'249 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 18{,}126\right)\right] = -17{,}458kN \cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = -17{,}458kN \cdot m > -9{,}062kN \cdot m = M_{Sd}$$

<u>FILO APPOGGIO</u>

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 10 + 2 Ø 12 =
= 383 mm^2

c = 20 mm
d = 210 mm

SLU +

Il massimo momento positivo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = 8{,}224kN \cdot m$$

Poiché l'asse neutro tagli l'ala, la sezione è assimilabile a una rettangolare 500x230 mm; si ottengono gli stessi risultati della sezione di appoggio.
Posizione dell'asse neutro:

$$x = 21{,}428mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{21{,}428}{210} = 0{,}1 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot 21{,}482 = -132'670N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -226 \cdot \frac{21{,}428-20}{21{,}428} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = -10'542N$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 383 \cdot 374 = 143'242N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s1}:

$$M_{Rd} = -[N_{s2} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$

$$= -\left[-10'542 \cdot (210-20) - 132'670 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 21{,}482\right)\right] = 28{,}687kN \cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

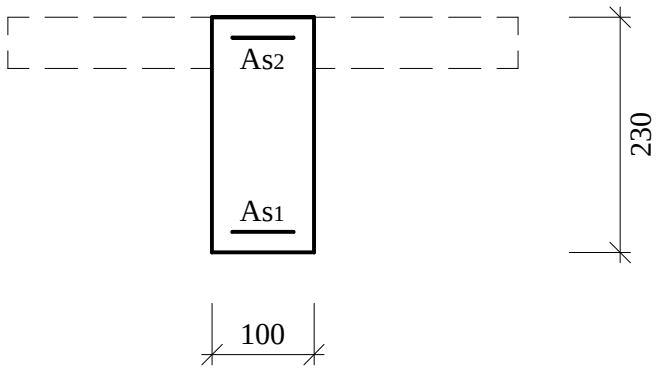
$$M_{Rd} \ge M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = 28{,}687kN \cdot m > 8{,}224kN \cdot m = M_{Sd}$$

SLU -

Il massimo momento negativo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = -9{,}062kN \cdot m$$

Le caratteristiche geometriche della sezione sono riportate nella figura sottostante.



Per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

$$-0{,}85 \cdot 18 \cdot 100 \cdot \frac{17}{21} \cdot x - 383 \cdot \frac{x-20}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 + 226 \cdot 374 = 0$$

da cui:

$$x = 24{,}994mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{24{,}994}{210} = 0{,}12 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 100 \cdot \frac{17}{21} \cdot 24{,}994 = -30'957N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -383 \cdot \frac{24{,}954-20}{24{,}954} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = -53'567N$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 226 \cdot 374 = 84'524N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s2}:

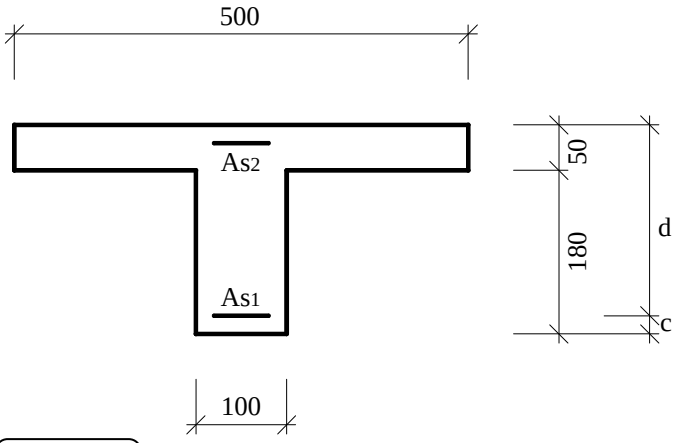
$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[-53'567 \cdot (210-20) - 30'957 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 24{,}954 \right) \right] = -16{,}357 kN \cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd} \ge M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = -16{,}357 kN \cdot m > -9{,}062 kN \cdot m = M_{Sd}$$

SEZIONE 5

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 12 = 226 mm^2

c = 20 mm
d = 210 mm

SLU +

Il massimo momento positivo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = 8{,}224 kN \cdot m$$

Per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s1} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

$$-0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x - 226 \cdot \frac{x-20}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 + 226 \cdot 374 = 0$$

da cui:

$$x = 17{,}424 mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{17{,}424}{210} = 0{,}08 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot 17{,}424 = -107'907 N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -226 \cdot \frac{17{,}424-20}{17{,}424} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = 23'383 N$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 226 \cdot 374 = 84'524 N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s1}:

$$M_{Rd} = -[N_{s2} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= -\left[23'383 \cdot (210-20) - 107'907 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 17{,}424\right)\right] = 17{,}436 kN \cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

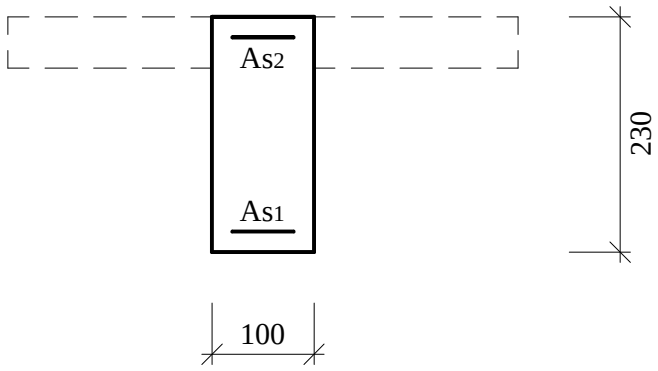
$$M_{Rd} \ge M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = 17{,}436 kN \cdot m > 8{,}224 kN \cdot m = M_{Sd}$$

SLU -

Il massimo momento negativo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = -9{,}062 kN \cdot m$$

Le caratteristiche geometriche della sezione sono riportate nella figura sottostante.



Per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

$$-0{,}85 \cdot 18 \cdot 100 \cdot \frac{17}{21} \cdot x - 226 \cdot \frac{x-20}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 + 226 \cdot 374 = 0$$

da cui:

$$x = 28{,}902 mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{28{,}902}{210} = 0{,}14 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 100 \cdot \frac{17}{21} \cdot 28{,}902 = -35'797 N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -226 \cdot \frac{28{,}902-20}{28{,}902} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = -48'727 N$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 226 \cdot 374 = 84'524 N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s2}:

$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[-48'727 \cdot (210-20) - 35797 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 28{,}902\right)\right] = -16{,}345 kN \cdot m$$

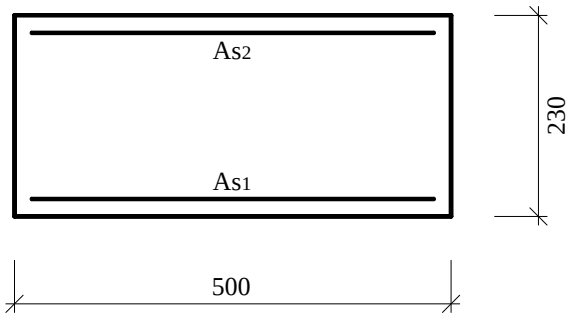
Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd} \ge M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = -16{,}345 kN \cdot m > -9{,}062 kN \cdot m = M_{Sd}$$

SEZIONE 6

APPOGGIO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 12 = 226 mm^2

c = 20 mm
d = 210 mm

SLU +

Il massimo momento positivo per sezione armata in codesta maniera è pari a:

$$M_{Sd} = 8{,}224 kN \cdot m$$

Per trovare la posizione dell'asse neutro occorre risolvere:

$$-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x - A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} + A_{s1} \cdot f_{yd} = N_{Sd}$$

$$-0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x - 226 \cdot \frac{x-20}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 + 226 \cdot 374 = 0$$

da cui:

$$x = 17{,}424 mm$$

Verifichiamo la duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{17{,}424}{210} = 0{,}08 < 0{,}45$$

Le risultanti delle tensioni:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 500 \cdot \frac{17}{21} \cdot 17{,}424 = -107'907 N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x-c}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -226 \cdot \frac{17{,}424-20}{17{,}424} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = 23'383 N$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 226 \cdot 374 = 84'524 N$$

Il momento resistente della sezione viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{s1}:

$$M_{Rd} = -[N_{s2} \cdot (d-c) + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= -\left[23'383 \cdot (210-20) - 107'907 \cdot \left(210 - \frac{99}{238} \cdot 17{,}424\right)\right] = 17{,}436 kN \cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd} \ge M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = 17{,}436 kN \cdot m > 8{,}224 kN \cdot m = M_{Sd}$$

SLU -

Per assicurare un'adeguata resistenza nei confronti di un eventuale momento d'incastro parziale, l'EC2 al § 5.4.2.1.2 richiede che nelle sezioni d'estremità la sezione sia in grado di sopportare un momento negativo pari ad almeno il 25% di quello agente in campata.
Sull'appoggio 1 abbiamo un momento pari a:

$$M_{Sd} = -(0{,}25 \cdot 8{,}224) = -2{,}1 kN \cdot m$$

Siccome la sezione è rettangolare presenta un'armatura simmetrica si ottengono gli stessi valori di SLU +, quindi:

$$M_{Rd} = -17{,}436 kN \cdot m$$

Risulta soddisfatta la condizione di verifica:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd} \Rightarrow M_{Rd} = -17{,}436 kN \cdot m > -2{,}1 kN \cdot m = M_{Sd}$$

RIFLESSIONI SULL'ALTEZZA UTILE "d"

In realtà l'altezza utile "d" della sezione va calcolata come:

$$d = h - c_{nom} - \phi_{staffe} - \frac{\phi_e}{2}$$

dove:

c_{nom} è il copriferro nominale delle armature;

ϕ_{staffe} è il diametro delle staffe;

ϕ_e è il diametro equivalente dell'armatura longitudinale.

ma siccome nei travetti non si ha mai armatura a taglio ($\phi_{staffe} = 0$), come dimostrato più avanti nella verifica opportuna, ed i ferri impiegati sono di piccolo diametro, il fatto di non sottrarre $\frac{\phi_e}{2}$ non porta ad errori che possono incidere in maniera importante nel calcolo del momento resistente della sezione.
In base a tali considerazioni si adotta d = h – c.

6. VERIFICA AL PUNZONAMENTO DELLA SOLETTA DI COMPLETAMENTO

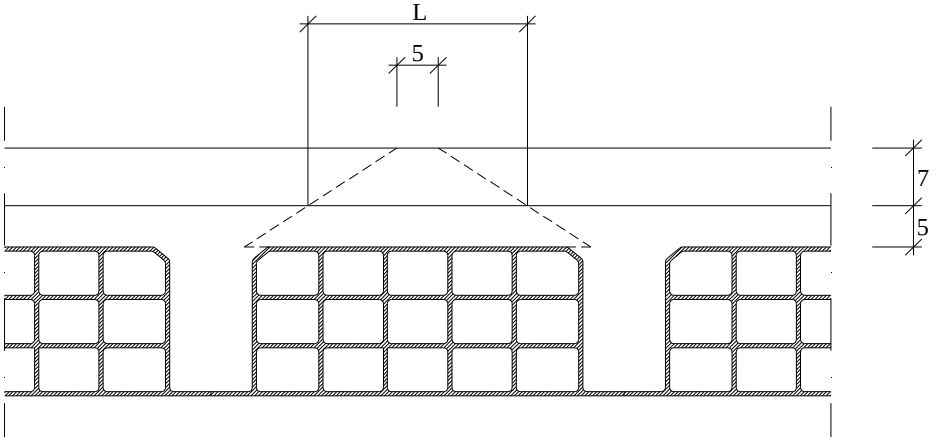
In base a quanto indicato nella Circolare n° 156 del 4 Luglio 1996 al § C.5.3, il carico concentrato, previsto come verifica locale, per i locali di tipo 1 risulta essere pari a 2 kN. Conseguentemente, ai fini della ripartizione locale di questo carico sull'estradosso del solaio, il carico stesso va considerato applicato a livello dell'estradosso del pavimento.
Il § 5.2 comma secondo della suddetta Circolare afferma inoltre che i carichi verticali concentrati non vanno sovrapposti ai corrispondenti ripartiti, essi vanno applicati, per locali tipo 1, su di una impronta di 50x50 mm.
Secondo quanto affermato in EC2 4.3.4, la resistenza a taglio deve essere verificata lungo un perimetro critico.
Rispetto all'attuale normativa italiana, che considera una diffusione del carico a 45° fino al piano medio della sezione, l'EC2 considera una diffusione del carico con un rapporto larghezza/altezza pari a 1,5 ($\alpha \approx 33°$), inoltre la diffusione è estesa fino alle armature inferiori.
Secondo l'EC2 il perimetro critico è quindi ottenuto traslando le linee di contorno dell'area caricata, o di una figura convessa che la racchiude, di una quantità pari a 1,5 · d e raccordandole con archi di circonferenza di raggio 1,5 · d.

ALTEZZA UTILE “d”

Siccome non è presente armatura inferiore e la sezione è a ridotto spessore si può considerare d = h = 50 mm.

AREA CARICATA

In base a quanto affermato in EC2 § 4.3.4.2.1 e facendo riferimento alla sezione sottostante



l’impronta di carico sulla soletta di completamento ha lato L; siccome la diffusione avviene con rapporto:

$$\frac{l}{h} = 1{,}5 \Rightarrow l = h \cdot 1{,}5 = 50 \cdot 1{,}5 = 75mm$$

abbiamo:

$$L = 2 \cdot l + 50 = 2 \cdot 75 + 50 = 200mm$$

PERIMETRO CRITICO “u”

In base a quanto affermato in EC2 4.3.4.2.2 il perimetro critico è calcolato in funzione dell’area caricata e delle sue condizioni al contorno.

L’area caricata è un rettangolo di lati a e b che soddisfa le seguenti condizioni:

- non in prossimità di uno o più bordi liberi;
- non situata in vicinanza di fori o aperture della piastra;
- con rapporto tra i lati:

$$\frac{a}{b} \leq 2 \Rightarrow \frac{200}{200} = 1 < 2$$

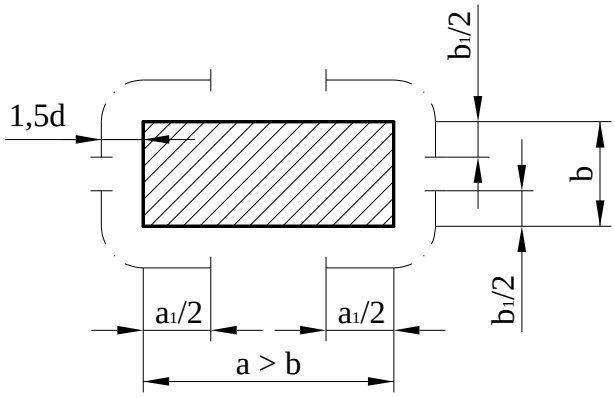
ma non quella:

- con perimetro ≤ 10d:

$$2p = 4 \cdot 200 = 800mm > 10 \cdot 50 = 500mm$$

pertanto la forza viene trasmessa in misura maggiore in prossimità degli spigoli.

Il perimetro critico viene in tal caso individuato con riferimento a lunghezze ridotte a_1 e b_1 come da figura a pagina seguente.



$$b_1 = \min\begin{Bmatrix} b = 200mm \\ 2{,}8 \cdot d = 2{,}8 \cdot 50 = 140mm \end{Bmatrix} = 140mm$$

$$a_1 = \min\begin{Bmatrix} a = 200mm \\ 2 \cdot b = 2 \cdot 200 = 400mm \\ 5{,}6 \cdot d - b_1 = 5{,}6 \cdot 50 - 140 = 140mm \end{Bmatrix} = 140mm$$

Il perimetro critico misura:

$$u = 2 \cdot a_1 + 2 \cdot b_1 + 3 \cdot \pi \cdot d = 4 \cdot 140 + 3 \cdot \pi \cdot 50 = 1'031{,}239mm$$

<u>VERIFICA DELLE TENSIONI TANGENZIALI</u>

Come indicato in EC2 § 4.3.4.3, una volta individuato il perimetro critico, la resistenza a punzonamento è sostanzialmente riconducibile alle formule utilizzate per il taglio. L'EC2 preferisce in questo caso fare riferimento alle forze sollecitanti e resistenti valutate per unità di lunghezza del perimetro critico; l'azione sollecitante a punzonamento è quindi:

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u} = \frac{2'000}{1'031{,}239} = 1{,}94 \frac{N}{mm}$$

Se il carico concentrato presenta una eccentricità se ne deve tener conto incrementando v_{Sd} mediante un coefficiente β; nel caso in esame non vi è eccentricità e pertanto β = 1.

La resistenza a punzonamento di piastre senza armatura a taglio – punzonamento è valutata con le stesse espressioni ottenute, nel caso del taglio, col modello a pettine; la resistenza di calcolo della sezione, per unità di lunghezza del perimetro critico, in assenza di specifica armatura a taglio – punzonamento vale:

$$v_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d$$

dove:

$k = 1{,}6 - d \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}05 = 1{,}55 > 1$;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = 0$ ipotesi di assenza totale di armature, a favore di sicurezza.

quindi:

$$v_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d = 0{,}3 \cdot 1{,}55 \cdot 1{,}2 \cdot 50 = 27{,}9 \frac{N}{mm}$$

Essendosi verificata la condizione:

$$v_{Rd1} < v_{Sd} \Rightarrow 27{,}9\frac{N}{mm} < 1{,}94\frac{N}{mm}$$

non è necessario disporre armatura per il punzonamento nella soletta di completamento.

7. VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

I solai per edifici di civile abitazione, essendo strutture generalmente poco sollecitate e dotate di una sufficiente capacità di ripartizione trasversale dei carichi, possono essere considerati elementi strutturali che non richiedono armatura a taglio se risulta:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

dove:

V_{Sd} è il valore di calcolo della sollecitazione tagliante;

V_{Rd1} è la resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio, e vale:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$$

dove:

$k = (1{,}6 - d) \geq 1$ in quanto mai più del 50% dell'armatura flessionale in trazione è interrotta;

$\rho_l = \dfrac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0{,}02$ è la percentuale geometrica dell'armatura tesa che si estende, oltre la sezione considerata, per una lunghezza superiore a (d + $l_{b,net}$);

$\sigma_{cp} = \dfrac{N_{Sd}}{A_c}$ = 0, in quanto N_{sd} = 0.

Occorre inoltre sempre verificare che risulti:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

dove:

V_{Rd2} è il valore di calcolo della massima azione tagliante che può essere sopportata senza che si manifesti la rottura delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo, pari a:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$$

dove:

v è un fattore di efficienza, riduce la resistenza di calcolo a compressione, tenendo conto del complesso stato tensionale del calcestruzzo delle bielle compresse; è dato da:

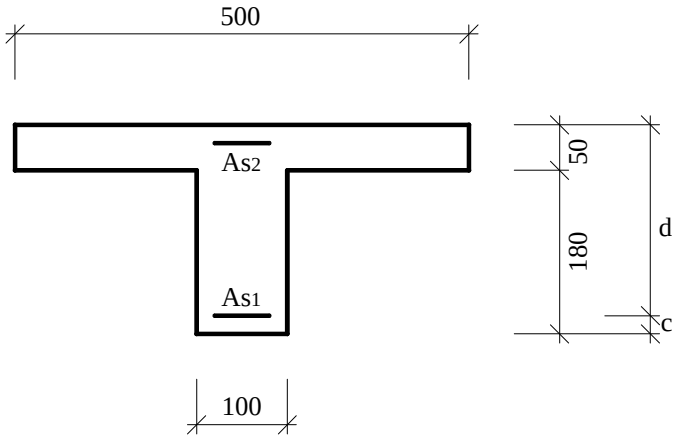
$$v = 0{,}7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0{,}5$$

z è il braccio interno della coppia, si può assumere che valga 0,9 · d.

Le verifiche verranno eseguite nelle condizioni peggiori: a filo degli appoggi e considerando il taglio massimo agente sull'appoggio.

SEZIONE 1

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 10 = 157 mm^2

c = 20 mm

La sezione maggiormente sollecitata armata in questo modo presenta un valore del taglio pari a:

$$V_{Sd} = V_{\max,4sx} = 11{,}04kN$$

ALTEZZA UTILE "d"

Essa viene calcolata secondo l'espressione:

$$d = h - c_{nom} - \phi_{staffe} - \frac{\phi_e}{2} = 230 - 20 - 0 - \frac{10}{2} = 205mm$$

VALORI DI RESISTENZA DI CALCOLO

Per il solaio essi sono:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$k = (1{,}6 - d) \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}205 = 1{,}395 > 1$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0{,}02 \Rightarrow \rho_l = \frac{157}{100 \cdot 205} = 0{,}0076585 < 0{,}02$$

allora:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d =$$

$$= \left[0{,}3 \cdot 1{,}395 \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0{,}0076585)\right] \cdot 100 \cdot 205 \cdot 10^{-3} = 12{,}923kN$$

Siccome risulta verificata la condizione:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \Rightarrow V_{Sd} = 11{,}04kN < 12{,}923kN = V_{Rd1}$$

dall'appoggio 1 al 4 non serve armatura a taglio; nei solai non è nemmeno obbligatorio inserire un'armatura minima.

- valore di calcolo della massima azione tagliante che può essere sopportata senza che si manifesti la rottura delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo:

$$v = 0{,}7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0{,}5 \Rightarrow v = 0{,}7 - \frac{0{,}83 \cdot 35}{200} = 0{,}55475 > 0{,}5$$

allora:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z = \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \cdot 100 \cdot (0{,}9 \cdot 205) \cdot 10^{-3} = 92{,}116 kN$$

Siccome risulta verificata la condizione:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \Rightarrow V_{Sd} = 11{,}04 kN < 92{,}116 kN = V_{Rd2}$$

le bielle compresse convenzionali di calcestruzzo non collassano.

In base a quanto affermato in EC2 5.4.2.1.4, all'appoggio d'estremità l'armatura inferiore deve proseguire nella trave ed essere in grado di resistere ad una forza di trazione almeno pari a:

$$F_S = V_{Sd} \cdot \frac{a_l}{d} + N_{Sd}$$

dove:

a_l è la traslazione della linea inviluppo della forza di trazione;

N_{Sd} è la forza di trazione di calcolo (N_{Sd} =0 per flessione semplice).

Assumendo a favore di sicurezza la condizione:

$$a_l = d = 205 mm$$

si ottiene che:

$$F_S = V_{Sd} = 11{,}04 kN$$

L'armatura longitudinale presente nella sezione dell'appoggio 1 può sopportare una forza di trazione pari a:

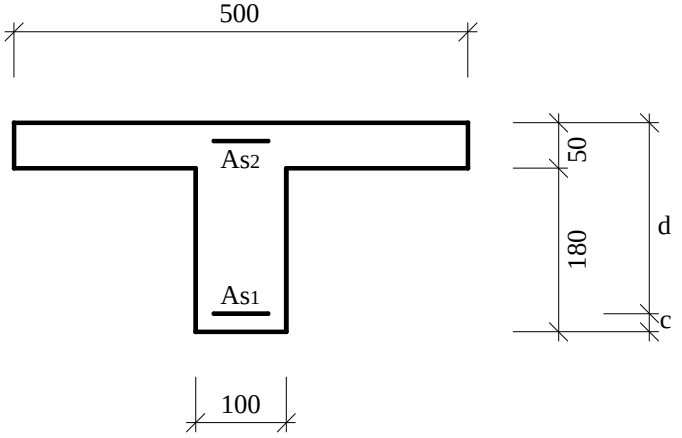
$$F_R = A_{Sl} \cdot f_{yd} = 157 \cdot 374 \cdot 10^{-3} = 58 kN$$

La condizione di verifica risulta soddisfatta, in quanto:

$$F_R \geq F_S \Rightarrow F_R = 58 kN > 11{,}04 kN = F_S$$

SEZIONE 5

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 12 = 226 mm^2

c = 20 mm

La sezione maggiormente sollecitata armata in questo modo presenta un valore del taglio pari a:

$$V_{Sd} = V_{\max,4dx} = 14{,}07kN$$

ALTEZZA UTILE "d"

Essa viene calcolata secondo l'espressione:

$$d = h - c_{nom} - \phi_{staffe} - \frac{\phi_e}{2} = 230 - 20 - 0 - \frac{12}{2} = 204mm$$

VALORI DI RESISTENZA DI CALCOLO

Per il solaio essi sono:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$k = (1{,}6 - d) \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}204 = 1{,}396 > 1$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0{,}02 \Rightarrow \rho_l = \frac{226}{100 \cdot 205} = 0{,}011078843137 < 0{,}02$$

allora:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d =$$
$$= \left[\left(\frac{0{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}27}{1{,}6} \cdot \sqrt[3]{35^2}\right) \cdot 1{,}396 \cdot \left(1{,}2 + 40 \cdot \frac{226}{100 \cdot 205}\right)\right] \cdot 100 \cdot 204 \cdot 10^{-3} =$$
$$= 14{,}785kN$$

Siccome risulta verificata la condizione:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \Rightarrow V_{Sd} = 14{,}07kN < 14{,}785kN = V_{Rd1}$$

dall'appoggio 4 al 5 non serve armatura a taglio; nei solai non è nemmeno obbligatorio inserire un'armatura minima.

- valore di calcolo della massima azione tagliante che può essere sopportata senza che si manifesti la rottura delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z = \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \cdot 100 \cdot (0{,}9 \cdot 204) = 91{,}667 kN$$

Siccome risulta verificata la condizione:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \Rightarrow V_{Sd} = 14{,}07 kN < 91{,}667 kN = V_{Rd2}$$

le bielle compresse convenzionali di calcestruzzo non collassano.

In base a quanto affermato in EC2 5.4.2.1.4, all'appoggio d'estremità l'armatura inferiore deve proseguire nella trave ed essere in grado di resistere ad una forza di trazione almeno pari a:

$$F_S = V_{Sd} \cdot \frac{a_l}{d} + N_{Sd}$$

dove:

a_l è la traslazione della linea inviluppo della forza di trazione;

N_{Sd} è la forza di trazione di calcolo (N_{Sd} =0 per flessione semplice).

Assumendo a favore di sicurezza la condizione:

$$a_l = d = 205 mm$$

si ottiene che:

$$F_S = V_{Sd} = 14{,}07 kN$$

L'armatura longitudinale presente nella sezione dell'appoggio 1 può sopportare una forza di trazione pari a:

$$F_R = A_S \cdot f_{yd} = 226 \cdot 374 \cdot 10^{-3} = 84 kN$$

La condizione di verifica risulta soddisfatta, in quanto:

$$F_R \geq F_S \Rightarrow F_R = 84 kN > 14{,}07 kN = F_S$$

8. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO

Gli stati limite di esercizio corrispondono a situazioni limite oltre le quali non sono più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti, cioè sono situazioni che comportano un rapido deterioramento oppure la perdita di funzionalità della struttura. Nel caso di opere in cemento armato, possono essere rilevanti dal punto di vista dell'esercizio i seguenti problemi:

- fessurazione del calcestruzzo, la quale può influire negativamente sia sull'aspetto che sulla durabilità dell'opera (agevolando la corrosione delle armature);
- deformazioni, le quali possono pregiudicare l'uso della struttura o portare a danneggiamento gli elementi non strutturali;
- vibrazioni, che possono causare anch'esse disturbi o danni;

- danneggiamento del calcestruzzo per eccessiva compressione, la quale può influire negativamente sulla durabilità della struttura;
- eccessivo stato tensionale nel calcestruzzo e nell'acciaio teso, che possono incrementare le già rilevanti deformazioni viscose.

Si prendono pertanto in considerazione i seguenti stati limite di esercizio della struttura:
- stato limite di fessurazione, che esamina il primo problema;
- stato limite di deformazione, che esamina il secondo e terzo problema;
- stato limite di tensioni in esercizio, che esamina gli ultimi due problemi.

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio i carichi permanenti sono sempre considerati con il loro valore caratteristico; per quanto riguarda i carichi variabili, si distinguono tre combinazioni di carico differenti, corrispondenti a diverse probabilità di occorrenza:
- combinazioni rare:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

- combinazioni frequenti:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

- combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + \sum_{i=1}^{i=n} \left(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Data l'entità dei carichi, nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume:
- comportamento elastico – lineare dei materiali (linearità meccanica);
- coefficiente di omogeneizzazione $n = \frac{E_s}{E_c} = 15$, grazie al quale sono considerati in via approssimativa anche gli effetti della viscosità del calcestruzzo;
- modello di comportamento lineare di primo stadio: sezione non fessurata ove, nella combinazione di carico rara, la tensione $\sigma_c < f_{ctm}$;
- modello di comportamento lineare di secondo stadio: sezione completamente fessurata (sezione parzializzata) ove, nella combinazione di carico rara, la tensione $\sigma_c \geq f_{ctm}$.

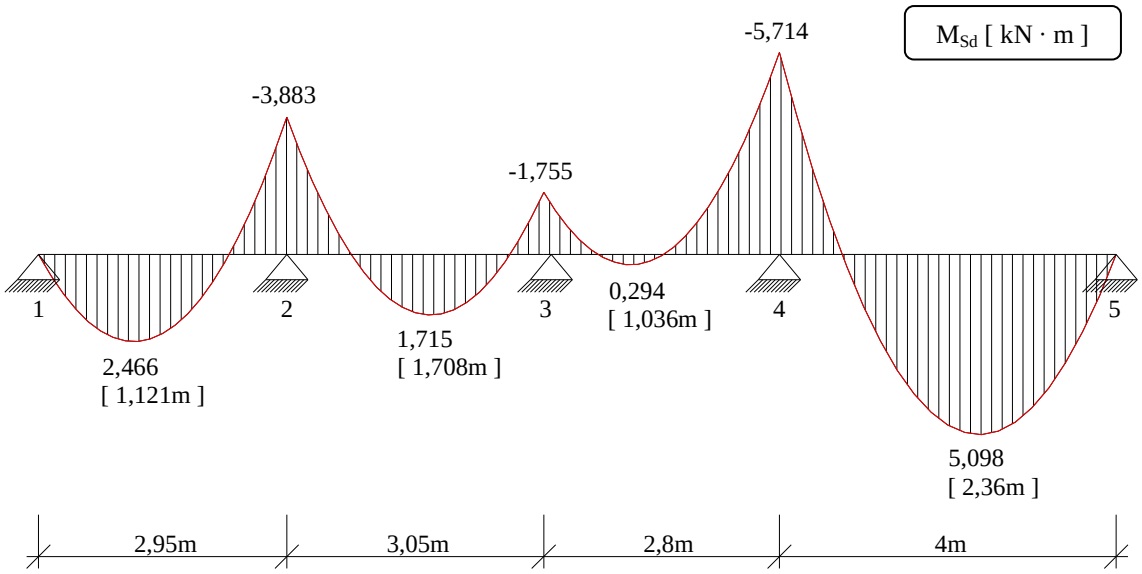
8.1. SOLLECITAZIONI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

I carichi da prendere in considerazione nelle varie combinazioni sono pari a:

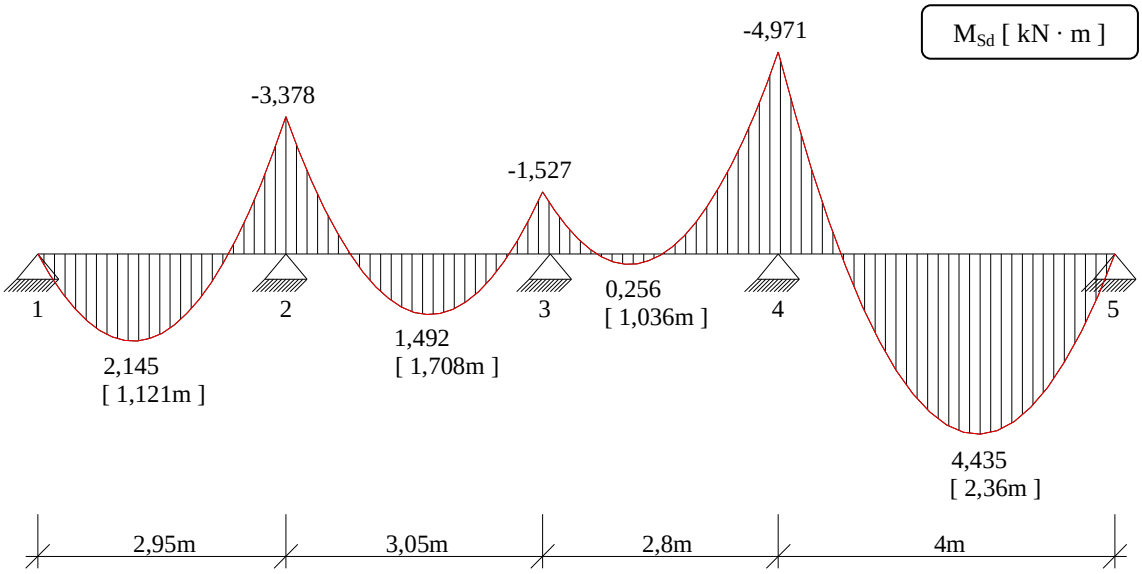
$$G_k = 3{,}145 + 3{,}975 = 7{,}12 \frac{kN}{m}$$

$$Q_k = 1 \frac{kN}{m}$$

A pagina seguente sono riportati i diagrammi inviluppo del momento flettente per le combinazioni delle azioni considerate.



Combinazione rara.



Combinazione quasi permanente.

8.2. LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Gli stati limite di esercizio di fessurazione e deformazione della struttura rappresentano problemi già noti anche a chi opera col metodo alle tensioni ammissibili. Questo stato limite è invece riferito solo a chi opera col metodo agli stati limite, perché il metodo alle tensioni ammissibili già di per se impone limiti alle tensioni di esercizio dei materiali.
L'esigenza di tenere sotto controllo lo stato tensionale in esercizio nasce, come già detto all'inizio, da due problemi. Innanzitutto, forti tensioni di compressione possono produrre fessure parallele alla direzione di compressione; un tale tipo di lesioni non è preso in considerazione nello stato limite di fessurazione, ma comporta gli stessi problemi (estetici ma soprattutto di durabilità dell'opera, per la possibile corrosione delle armature metalliche) lì considerati. Ma anche eccessive tensioni di trazione nell'acciaio possono

portare a deformazioni plastiche che comporterebbero fessure ampie e permanentemente aperte. L'altro aspetto è quello delle deformazioni viscose, in questa trattazione però tralasciate, che possono crescere più del previsto se lo stato tensionale è particolarmente elevato.
La versione originaria dell'EC2 impone limiti allo stato tensionale in esercizio che in verità non sono particolarmente condizionanti, tanto che è espressamente detto che una verifica dello stato tensionale in esercizio può essere omessa se si sono seguite tutte le prescrizioni generali della norma (modalità di calcolo e dettagli costruttivi) e non si è fatta una ridistribuzione superiore al 30% nel calcolo allo stato limite ultimo.
Il N.A.D. italiano (Circ. Min. LL.PP. n° 252 del 15 Ottobre 1996) è intervenuto pesantemente su questo punto dell'EC2, imponendo limiti più bassi e cancellando quel riferimento che permetteva di omettere la verifica.
I limiti da rispettare, per le strutture o parti di esse esposte ad ambiente di cui alle classi 1 e 2 del Prospetto 4.1, sono riportati in EC2 § 4.4.1.1 e sono:

- tensioni di compressione nel calcestruzzo:
- combinazione di carico rara:

$$0{,}6 \cdot f_{ck} = 0{,}6 \cdot (0{,}83 \cdot 35) = 17{,}43 MPa$$

- combinazione di carico quasi permanente:

$$0{,}45 \cdot f_{ck} = 0{,}45 \cdot (0{,}83 \cdot 35) = 13{,}0725 MPa$$

- tensioni di trazione nell'acciaio, per le armature ordinarie:
- combinazione di carico rara:

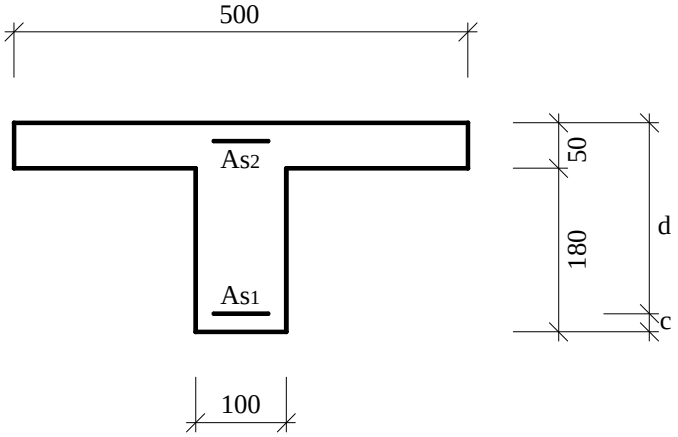
$$0{,}7 \cdot f_{yk} = 0{,}7 \cdot 430 = 301 MPa$$

Nelle pagine seguenti vengono verificate solo le sezioni più sollecitate.

CAMPATE 1 – 2, 2 – 3, 3 – 4
Le massime sollecitazioni si hanno nella campata 1 – 2:

$$M_{Sd,rara} = 2{,}466 kN \cdot m \qquad M_{Sd,quasi_permanente} = 2{,}145 kN \cdot m$$

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 10 = 157 mm^2

c = 20 mm

Altezza utile "d":

$$c' = c_{nom} + \frac{\phi_e}{2} = 20 + \frac{12}{2} = 26mm$$

$$d = h - c_{nom} - \phi_{staffe} - \frac{\phi_e}{2} = 230 - 20 - 0 - \frac{10}{2} = 205mm$$

Area totale delle armature metalliche:

$$A_{tot} = A_{s1} + A_{s2} = 157 + 226 = 383mm^2$$

Posizione dell'asse neutro:

$$\psi = \frac{A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot c'}{A_{tot}} = \frac{157 \cdot 205 + 226 \cdot 26}{383} = 99{,}376mm$$

$$x = \frac{n \cdot A_{tot}}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot \psi}{n \cdot A_{tot}}} \right] = \frac{15 \cdot 383}{500} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 500 \cdot 99{,}376}{15 \cdot 383}} \right] =$$
$$= 37{,}66mm < 50mm$$

Momento d'inerzia:

$$J_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 =$$
$$= \frac{500 \cdot 37{,}66^3}{3} + 15 \cdot 226 \cdot (37{,}66 - 26)^2 + 15 \cdot 157 \cdot (205 - 37{,}66)^2 =$$

$$= 75'309'233{,}7 mm^4$$

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:
- combinazione rara (M_{Sd} = 2,466 kN · m):

$$\sigma_c = M_{Sd} \cdot \frac{x}{J_i} = 2{,}466 \cdot 10^6 \cdot \frac{37{,}66}{75'309'233{,}7} = 1{,}233 MPa < 17{,}43 MPa$$

- combinazione quasi permanente (M_{Sd} = 2,145 kN · m):

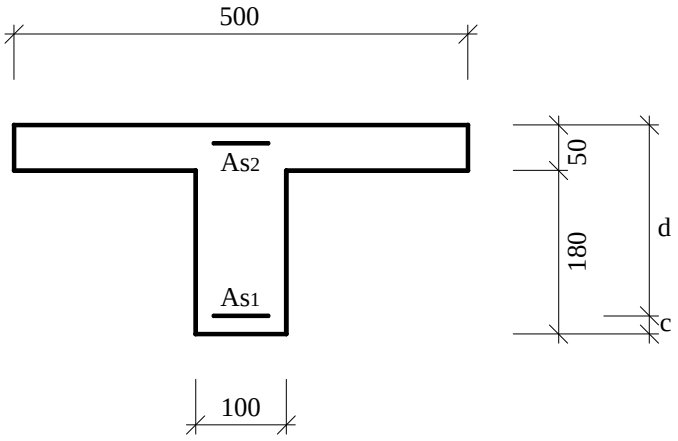
$$\sigma_c = M_{Sd} \cdot \frac{x}{J_i} = 2{,}145 \cdot 10^6 \cdot \frac{37{,}66}{75'309'233{,}7} = 1{,}1 MPa < 13{,}0725 MPa$$

Tensione massima di trazione nell'acciaio:
- combinazione rara (M_{Sd} = 2,466 kN · m):

$$\sigma_{s1} = n \cdot M_{Sd} \cdot \frac{d-x}{J_i} = 15 \cdot 2{,}466 \cdot 10^6 \cdot \frac{205-37{,}66}{75'309'233{,}7} = 82{,}2 MPa < 301 MPa$$

CAMPATA 4 – 5

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 12 = 226 mm^2

c = 20 mm

Altezza utile "d":

$$c' = c_{nom} + \frac{\phi_e}{2} = 20 + \frac{12}{2} = 26 mm$$

$$d = h - c_{nom} - \phi_{staffe} - \frac{\phi_e}{2} = 230 - 20 - 0 - \frac{12}{2} = 204 mm$$

Area totale delle armature metalliche:

$$A_{tot} = A_{s1} + A_{s2} = 226 + 226 = 452 mm^2$$

Posizione dell'asse neutro:

$$\psi = \frac{A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot c'}{A_{tot}} = \frac{226 \cdot 204 + 226 \cdot 26}{452} = 115mm$$

$$x = \frac{n \cdot A_{tot}}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot \psi}{n \cdot A_{tot}}} \right] = \frac{15 \cdot 452}{500} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 500 \cdot 115}{15 \cdot 452}} \right] =$$
$$= 43{,}909mm < 50mm$$

Momento d'inerzia:

$$J_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 =$$
$$= \frac{500 \cdot 43{,}909^3}{3} + 15 \cdot 226 \cdot (43{,}909 - 26)^2 + 15 \cdot 226 \cdot (204 - 43{,}909)^2 =$$
$$= 102'079'454{,}695mm^4$$

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:
- combinazione rara (M_{Sd} = 5,098 kN · m):

$$\sigma_c = M_{Sd} \cdot \frac{x}{J_i} = 5{,}098 \cdot 10^6 \cdot \frac{43{,}909}{102'079'454{,}695} = 2{,}2MPa < 17{,}43MPa$$

- combinazione quasi permanente (M_{Sd} = 4,435 kN · m):

$$\sigma_c = M_{Sd} \cdot \frac{x}{J_i} = 4{,}435 \cdot 10^6 \cdot \frac{43{,}909}{102'079'454{,}695} = 2MPa < 13{,}0725MPa$$

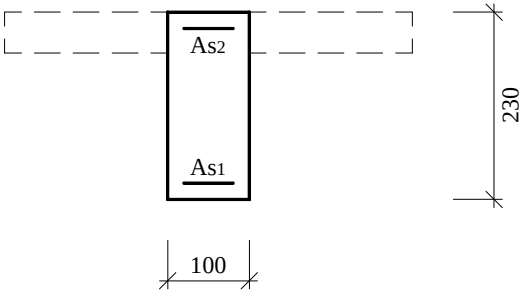
Tensione massima di trazione nell'acciaio:
- combinazione rara (M_{Sd} = 5,098 kN · m):

$$\sigma_{s1} = n \cdot M_{Sd} \cdot \frac{d - x}{J_i} = 15 \cdot 5{,}098 \cdot 10^6 \cdot \frac{204 - 43{,}909}{102'079'454{,}695} = 120MPa < 301MPa$$

NB:*le verifiche sugli appoggi vengono condotte per la sezione di filo appoggio in modo da ottenere le tensioni massime di lavoro dei materiali.*

APPOGGIO 2

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2 A_{s1} = 2 Ø 10 = 157 mm^2

c = 20 mm

Altezza utile "d":

$$c' = c_{nom} + \frac{\phi_e}{2} = 20 + \frac{10}{2} = 25mm$$

$$d = h - c_{nom} - \phi_{staffe} - \frac{\phi_e}{2} = 230 - 20 - 0 - \frac{12}{2} = 204mm$$

Area totale delle armature metalliche:

$$A_{tot} = A_{s1} + A_{s2} = 157 + 226 = 383mm^2$$

Posizione dell'asse neutro:

$$\psi = \frac{A_{s2} \cdot d + A_{s1} \cdot c'}{A_{tot}} = \frac{226 \cdot 204 + 157 \cdot 25}{383} = 130{,}624mm$$

$$x = \frac{n \cdot A_{tot}}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot \psi}{n \cdot A_{tot}}} \right] = \frac{15 \cdot 383}{100} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 130{,}624}{15 \cdot 383}} \right] =$$
$$= 77{,}862mm$$

Momento d'inerzia:

$$J_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s1} \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_{s2} \cdot (d - x)^2 =$$
$$= \frac{100 \cdot 77{,}862^3}{3} + 15 \cdot 157 \cdot (77{,}862 - 25)^2 + 15 \cdot 226 \cdot (204 - 77{,}862)^2 =$$
$$= 76'252'975{,}36mm^4$$

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:
- combinazione rara (M_{Sd} = -3,883 kN · m):

$$\sigma_c = |M_{Sd}| \cdot \frac{x}{J_i} = |-3{,}883 \cdot 10^6| \cdot \frac{77{,}862}{76'252'975{,}36} = 4MPa < 17{,}43MPa$$

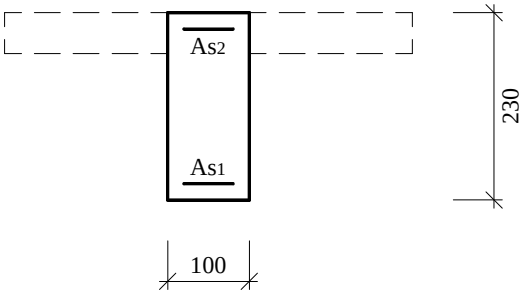
- combinazione quasi permanente (M_{Sd} = -3,378 kN · m):

$$\sigma_c = |M_{Sd}| \cdot \frac{x}{J_i} = |-3{,}378 \cdot 10^6| \cdot \frac{77{,}862}{76'252'975{,}36} = 3{,}45MPa < 13{,}0725MPa$$

Tensione massima di trazione nell'acciaio:
- combinazione rara (M_{Sd} = -3,883 kN · m):

$$\sigma_{s2} = n \cdot |M_{Sd}| \cdot \frac{d-x}{J_i} = 15 \cdot |-3{,}883 \cdot 10^6| \cdot \frac{204-77{,}862}{76'252'975{,}36} = 96{,}4MPa < 301MPa$$

APPOGGIO 3
Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 4 Ø 12 = 452 mm^2 A_{s1} = 4 Ø 10 = 314 mm^2

c = 20 mm

Altezza utile "d":

$$c' = c_{nom} + \frac{\phi_e}{2} = 20 + \frac{10}{2} = 25mm$$

$$d = h - c_{nom} - \phi_{staffe} - \frac{\phi_e}{2} = 230 - 20 - 0 - \frac{12}{2} = 204mm$$

Area totale delle armature metalliche:

$$A_{tot} = A_{s1} + A_{s2} = 452 + 314 = 766mm^2$$

Posizione dell'asse neutro:

$$\psi = \frac{A_{s2} \cdot d + A_{s1} \cdot c'}{A_{tot}} = \frac{452 \cdot 204 + 314 \cdot 25}{766} = 130{,}624mm$$

$$x = \frac{n \cdot A_{tot}}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot \psi}{n \cdot A_{tot}}} \right] = \frac{15 \cdot 766}{100} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 130{,}624}{15 \cdot 766}} \right] =$$
$$= 92{,}993 mm$$

Momento d'inerzia:

$$J_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s1} \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_{s2} \cdot (d - x)^2 =$$
$$= \frac{100 \cdot 92{,}993^3}{3} + 15 \cdot 314 \cdot (92{,}993 - 25)^2 + 15 \cdot 452 \cdot (204 - 92{,}993)^2 =$$
$$= 132'127'318{,}918 mm^4$$

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:
- combinazione rara (M_{Sd} = -1,755 kN · m):

$$\sigma_c = |M_{Sd}| \cdot \frac{x}{J_i} = |-1{,}755 \cdot 10^6| \cdot \frac{92{,}993}{132'127'318{,}918} = 1{,}24 MPa < 17{,}43 MPa$$

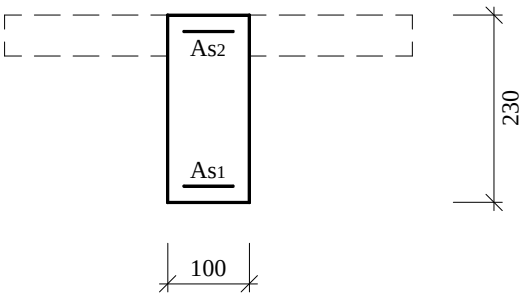
- combinazione quasi permanente (M_{Sd} = -1,527 kN · m):

$$\sigma_c = |M_{Sd}| \cdot \frac{x}{J_i} = |-1{,}527 \cdot 10^6| \cdot \frac{92{,}993}{132'127'318{,}918} = 1{,}1 MPa < 13{,}0725 MPa$$

Tensione massima di trazione nell'acciaio:
- combinazione rara (M_{Sd} = -1,755 kN · m):

$$\sigma_{s2} = n \cdot |M_{Sd}| \cdot \frac{d - x}{J_i} = 15 \cdot |-1{,}755 \cdot 10^6| \cdot \frac{204 - 92{,}993}{132'127'318{,}918} = 22{,}12 MPa < 301 MPa$$

APPOGGIO 4
Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2 A_{s1} = 2 Ø 10 + 2 Ø 12 = 383 mm^2

c = 20 mm

Altezza utile "d":

$$c' = c_{nom} + \frac{\phi_e}{2} = 20 + \frac{\frac{10 + 12}{2}}{2} = 25{,}5 mm$$

$$d = h - c_{nom} - \phi_{staffe} - \frac{\phi_e}{2} = 230 - 20 - 0 - \frac{12}{2} = 204mm$$

Area totale delle armature metalliche:

$$A_{tot} = A_{s1} + A_{s2} = 383 + 226 = 609mm^2$$

Posizione dell'asse neutro:

$$\psi = \frac{A_{s2} \cdot d + A_{s1} \cdot c'}{A_{tot}} = \frac{226 \cdot 204 + 383 \cdot 25,5}{609} = 91,741mm$$

$$x = \frac{n \cdot A_{tot}}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot \psi}{n \cdot A_{tot}}} \right] = \frac{15 \cdot 609}{100} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 91,741}{15 \cdot 609}} \right] =$$
$$= 67,099mm$$

Momento d'inerzia:

$$J_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s1} \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_{s2} \cdot (d - x)^2 =$$
$$= \frac{100 \cdot 67,099^3}{3} + 15 \cdot 383 \cdot (67,099 - 25,5)^2 + 15 \cdot 226 \cdot (204 - 67,099)^2 =$$
$$= 83'546'515,437mm^4$$

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:
- combinazione rara (M_{Sd} = -5,714 kN · m):

$$\sigma_c = |M_{Sd}| \cdot \frac{x}{J_i} = |-5,714 \cdot 10^6| \cdot \frac{67,099}{83'546'515,437} = 4,6MPa < 17,43MPa$$

- combinazione quasi permanente (M_{Sd} = -4,971 kN · m):

$$\sigma_c = |M_{Sd}| \cdot \frac{x}{J_i} = |-4,971 \cdot 10^6| \cdot \frac{67,099}{83'546'515,437} = 4MPa < 13,0725MPa$$

Tensione massima di trazione nell'acciaio:
- combinazione rara (M_{Sd} = -5,714 kN · m):

$$\sigma_{s2} = n \cdot |M_{Sd}| \cdot \frac{d - x}{J_i} = 15 \cdot |-5,714 \cdot 10^6| \cdot \frac{204 - 67,099}{83'546'515,437} = 140,45MPa < 301MPa$$

I risultati evidenziano che la verifica allo stato limite di esercizio di limitazione delle tensioni è ovunque soddisfatta.

8.3. FESSURAZIONE DEL CALCESTRUZZO

Secondo EC2 § 4.4.2.1, in assenza di requisiti specifici, come per esempio l'impermeabilità (requisito fondamentale per le strutture di contenimento liquidi, a cui fa capo la UNI ENV 1992 – 4: 2001), si può ritenere che, per elementi strutturali in calcestruzzo armato di edifici appartenenti alla classe di esposizione 1, la formazione e soprattutto l'apertura delle fessure non ha influenza sulla durabilità.

Secondo il Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996 al § 4.3.x, per elementi strutturali situati in condizioni ambientali poco aggressive (l'equivalente della classe 1 dell'EC2) e con armature poco sensibili, lo stato limite da considerare, se viene superata la resistenza efficace a trazione nel calcestruzzo, è quello di apertura delle fessure con le seguenti limitazioni in base alla condizione di carico considerata:

- combinazione frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0{,}4mm$$

- combinazione quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0{,}2mm$$

I valori di w_3 e di w_2, imposti come limite dalla normativa italiana, corrispondono al caso in cui il ricoprimento delle armature è uguale al minimo valore indicato. Siccome nel caso in esame il ricoprimento effettivo risulta essere maggiore di quello minimo, le massime aperture ammissibili sopraindicate possono essere aumentate secondo il rapporto $\frac{c_{eff}}{c_{\min}} \leq 1{,}5$; pertanto si ottiene un $w_2 \cong 0{,}3mm$.

Seguendo le impostazioni dettate in EC2 § 4.4.2.1 è possibile limitare la massima ampiezza di calcolo delle fessure a 0,3 mm sotto la combinazione di carico quasi permanente ed omettere il calcolo dell'ampiezza delle fessure assicurando che:

- in ogni sezione sia presente una quantità minima di armatura ancorata sufficiente ad assicurare che non si abbia snervamento dell'armatura finché non sia superato il carico di fessurazione;
- la distanza tra le barre, ed i diametri di queste, siano limitati in modo da ridurre l'apertura delle fessure.

<u>AREA MINIMA DI ARMATURA METALLICA NELLA ZONA TESA</u>

Secondo quanto affermato in EC2 § 4.4.2.2 la quantità minima di armatura ancorata sufficiente ad assicurare che non si abbia snervamento dell'armatura finché non sia superato il carico di fessurazione risulta pari a:

$$A_{s,\min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

dove:

k_c è il coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione subito prima della fessurazione, vale 4 per flessione senza forza di compressione assiale;

k è il coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto – equilibrate non uniformi, si assume pari a 1 (valore più gravoso);

$f_{ct,eff}$ è la resistenza efficace a trazione del calcestruzzo al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure, viene assunta pari a 3 MPa;

A_{ct} è l'area di calcestruzzo nella zona tesa, subito prima della formazione della fessura: rappresenta l'area di calcestruzzo teso delimitata dall'asse neutro in condizioni di sezione interamente reagente (combinazione quasi permanente delle azioni);

σ_s è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura, viene assunta pari al 90% della tensione di snervamento dell'armatura:

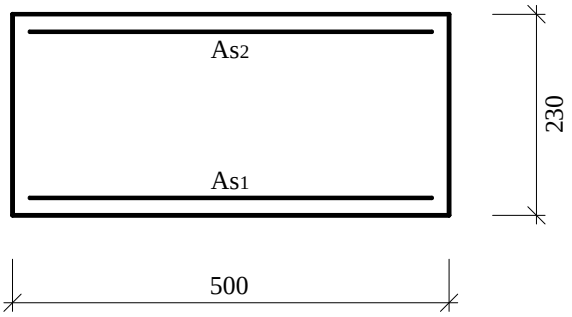
$$\sigma_s = 0{,}9 \cdot f_{yk} = 0{,}9 \cdot 430 = 387 MPa$$

Quindi:

$$A_{s,\min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0{,}4 \cdot 1 \cdot 3 \cdot A_{ct}}{387} = \frac{2}{645} \cdot A_{ct}$$

APPOGGIO 2

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 10 = 157 mm^2

x = 44,49 mm

M_{Sd} = -3,378 kN · m

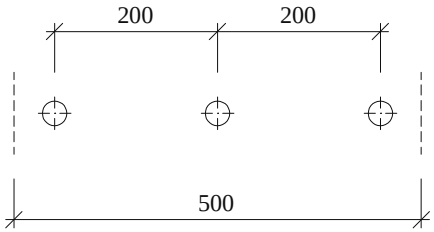
L'area di calcestruzzo nella zona tesa è pari a:

$$A_{ct} = b \cdot (h - x) = 500 \cdot (230 - 44{,}49) = 92'755 mm^2$$

L'area minima di armatura nella zona tesa:

$$A_{s,\min} = \frac{2}{645} \cdot A_{ct} = \frac{2}{645} \cdot 92'755 = 288 mm^2 > 226 mm^2 = A_{s2}$$

La condizione di verifica non risulta soddisfatta; occorre però ricordare che è stata aggiunta una rete elettrosaldata Ø10/200/200:



quindi una $A_{s,aggiuntiva}$ = 3 Ø 10 = 236 mm^2.
L'armatura tesa totale pertanto è pari a: A_{tot} = 226 + 236 = 462 mm^2 > 288 mm^2

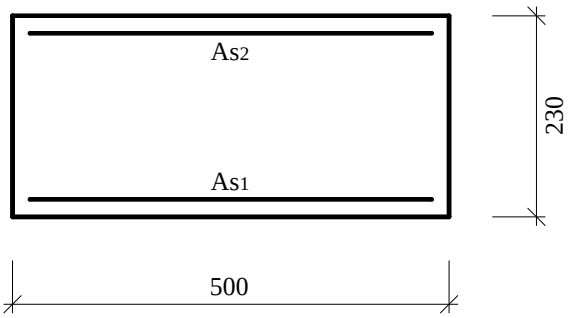
Per poter usufruire dei Prospetti 4.11 (diametri massimi) e 4.12 (spaziature massime) dell'EC2 occorre conoscere la tensione nell'armatura tesa nella combinazione quasi permanente dei carichi. Il massimo valore di tale tensione si ottiene con la sezione di filo appoggio (sezione a T) e vale 84 MPa. Siccome i Prospetti partono da un valore minimo di tale tensione pari a 160 MPa, si decide di utilizzare le limitazioni imposte da tale tensione, quindi:

$$\phi_{\max} = 32mm > 12mm$$

$$d_{\max} = 300mm > \begin{Bmatrix} 200mm \\ 100mm \end{Bmatrix}$$

APPOGGIO 3

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 4 Ø 12 = 452 mm^2
A_{s1} = 4 Ø 10 = 314 mm^2

x = 57,838 mm

M_{Sd} = -1,527 kN · m

L'area di calcestruzzo nella zona tesa è pari a:

$$A_{ct} = b \cdot (h - x) = 500 \cdot (230 - 57{,}838) = 86'081mm^2$$

L'area minima di armatura nella zona tesa:

$$A_{s,\min} = \frac{2}{645} \cdot A_{ct} = \frac{2}{645} \cdot 86'081 = 267mm^2 < 452mm^2 = A_{s2}$$

La condizione risulta verificata.

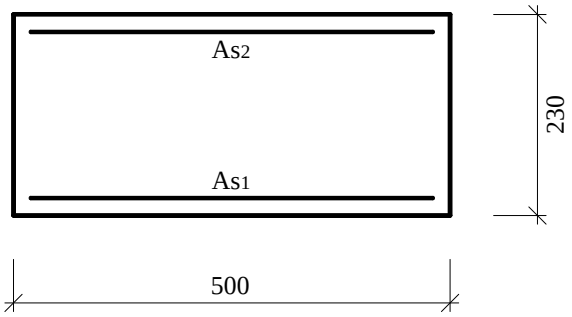
Per poter usufruire dei Prospetti 4.11 (diametri massimi) e 4.12 (spaziature massime) dell'EC2 occorre conoscere la tensione nell'armatura tesa nella combinazione quasi permanente dei carichi. Il massimo valore di tale tensione si ottiene con la sezione di filo appoggio (sezione a T) e vale 19,244 MPa. Siccome i Prospetti partono da un valore minimo di tale tensione pari a 160 MPa, si decide di utilizzare le limitazioni imposte da tale tensione, quindi:

$$\phi_{\max} = 32mm > 12mm$$

$$d_{\max} = 300mm > \begin{Bmatrix} 200mm \\ 100mm \end{Bmatrix}$$

APPOGGIO 4

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 10 + 2 Ø 12 =
= 383 mm^2

x = 42,443 mm

M_{Sd} = -4,971 kN · m

L'area di calcestruzzo nella zona tesa è pari a:

$$A_{ct} = b \cdot (h - x) = 500 \cdot (230 - 42{,}443) = 93'778{,}5 mm^2$$

L'area minima di armatura nella zona tesa:

$$A_{s,\min} = \frac{2}{645} \cdot A_{ct} = \frac{2}{645} \cdot 93'778{,}5 = 291 mm^2 > 226 mm^2 = A_{s2}$$

La condizione di verifica non risulta soddisfatta; considerando però anche la rete elettrosaldata Ø10/200/200 (vedi appoggio 2 per il calcolo dell'$A_{s,aggiuntiva}$) abbiamo: A_{tot} = 226 + 236 = 462 mm^2 > 288 mm^2 = $A_{s2,tot}$.

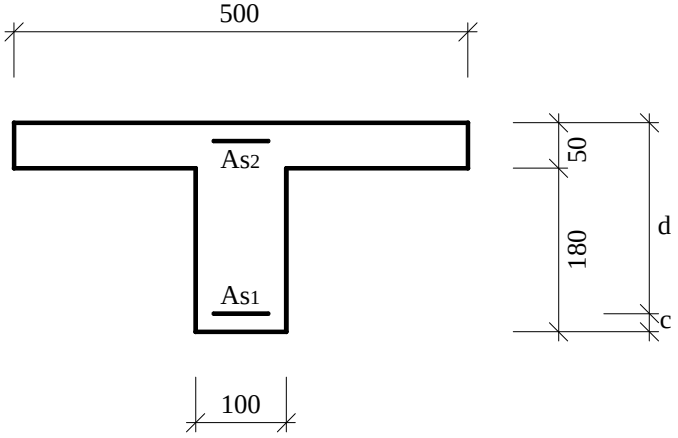
Per poter usufruire dei Prospetti 4.11 (diametri massimi) e 4.12 (spaziature massime) dell'EC2 occorre conoscere la tensione nell'armatura tesa nella combinazione quasi permanente dei carichi. Il massimo valore di tale tensione si ottiene con la sezione di filo appoggio (sezione a T) e vale 19,244 MPa. Siccome i Prospetti partono da un valore minimo di tale tensione pari a 160 MPa, si decide di utilizzare le limitazioni imposte da tale tensione, quindi:

$$\phi_{\max} = 32 mm > 12 mm$$

$$d_{\max} = 300 mm > \begin{Bmatrix} 200 mm \\ 100 mm \end{Bmatrix}$$

CAMPATA 1 – 2, 2 – 3, 3 – 4

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 10 = 157 mm^2

x = 37,66 mm

$M_{Sd,1-2}$ = 2,145 kN · m

L'area di calcestruzzo nella zona tesa è pari a:

$$A_{ct} = b_w \cdot (h - h_f) + b_{eff} \cdot (h_f - x) =$$
$$= 100 \cdot (230 - 50) + 500 \cdot (50 - 37{,}66) = 24'170 mm^2$$

L'area minima di armatura nella zona tesa:

$$A_{s,\min} = \frac{2}{645} \cdot A_{ct} = \frac{2}{645} \cdot 24'170 = 75 mm^2 < 157 mm^2 = A_{s1}$$

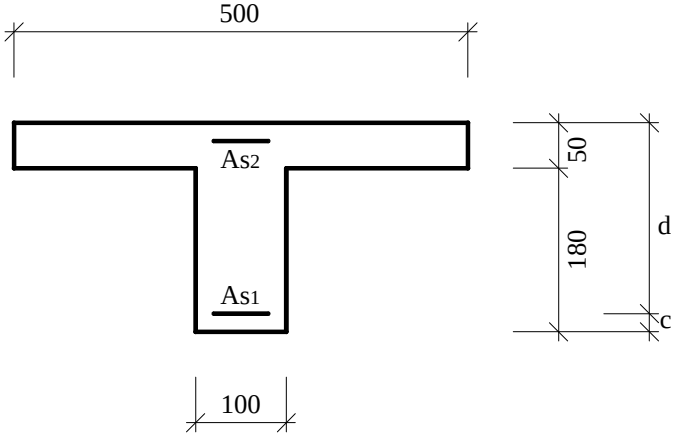
La condizione di verifica risulta soddisfatta.

Per poter usufruire dei Prospetti 4.11 (diametri massimi) e 4.12 (spaziature massime) dell'EC2 occorre conoscere la tensione nell'armatura tesa nella combinazione quasi permanente dei carichi. Il massimo valore di tale tensione si ha nella campata 1 – 2 e vale 71,5 MPa. Siccome i Prospetti partono da un valore minimo di tale tensione pari a 160 MPa, si decide di utilizzare le limitazioni imposte da tale tensione, quindi:

$$\phi_{\max} = 32 mm > 12 mm$$
$$d_{\max} = 300 mm > \begin{Bmatrix} 200 mm \\ 100 mm \end{Bmatrix}$$

CAMPATA 4 – 5

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono espresse nella figura sottostante (misure in mm).



A_{s2} = 2 Ø 12 = 226 mm^2
A_{s1} = 2 Ø 12 = 226 mm^2

x = 43,909 mm

M_{Sd} = 4,435 kN · m

L'area di calcestruzzo nella zona tesa è pari a:

$$A_{ct} = b_w \cdot (h - h_f) + b_{eff} \cdot (h_f - x) =$$
$$= 100 \cdot (230 - 50) + 500 \cdot (50 - 43{,}909) = 21'045{,}5 mm^2$$

L'area minima di armatura nella zona tesa:

$$A_{s,\min} = \frac{2}{645} \cdot A_{ct} = \frac{2}{645} \cdot 21'045{,}5 = 65{,}3 mm^2 < 226 mm^2 = A_{s1}$$

La condizione di verifica risulta soddisfatta.

Per poter usufruire dei Prospetti 4.11 (diametri massimi) e 4.12 (spaziature massime) dell'EC2 occorre conoscere la tensione nell'armatura tesa nella combinazione quasi permanente dei carichi. Il massimo valore di tale tensione vale 104,331 MPa. Siccome i Prospetti partono da un valore minimo di tale tensione pari a 160 MPa, si decide di utilizzare le limitazioni imposte da tale tensione, quindi:

$$\phi_{\max} = 32 mm > 12 mm$$
$$d_{\max} = 300 mm > \begin{Bmatrix} 200 mm \\ 100 mm \end{Bmatrix}$$

I risultati evidenziano che la verifica allo stato limite di esercizio di limitazione delle fessurazioni nel calcestruzzo è ovunque soddisfatta.

8.4. DEFORMAZIONE DELLA STRUTTURA

L'EC2 al § 4.4.3.1 ed anche il Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996 al § 4.3.3, non forniscono in maniera diretta i limiti di deformabilità degli elementi strutturali.

La norma italiana, al § 4.3.3.3, impone che per travi a sezione rettangolare o assimilabili e per luci fino a 10m, qualora la verifica allo stato limite ultimo non sia effettuata con

calcolo rigido plastico, si potrà omettere la verifica allo stato limite di deformazione purché i rapporti di snellezza limite (luce/altezza totale) risultino ≤ a limiti fissati. Le situazioni di vincolo impongono:

$$\frac{l}{h} \leq 20$$

e nella condizione peggiore si ha:

$$\frac{l}{h} = \frac{400}{23} = 17{,}4 < 20$$

Inoltre nel caso in cui gli elementi siano destinati a portare pareti divisorie dovrà altresì verificarsi il rispetto della condizione:

$$\frac{l}{h} \leq \frac{120}{l}$$

ossia:

CAMPATA	LUCE [m]	ALTEZZA [m]	l/h	120/l
Appoggio 1 - appoggio 2	2,95	0,23	13	41
Appoggio 2 - appoggio 3	3,05	0,23	13	39
Appoggio 3 - appoggio 4	2,8	0,23	12	43
Appoggio 4 - appoggio 5	4	0,23	17	30

L'EC2 fa però riferimento alla norma internazionale ISO 4356 la quale indica i valori massimi di deformazione validi per edifici di uso comune (abitazione, uffici, ecc) per i quali si ritiene che frecce inferiori a 1/250 della luce, indotti da carichi quasi permanenti, non compromettano l'aspetto e la funzionalità della struttura. Inoltre, inflessioni non maggiori di 1/500 della luce, dovute al peso degli elementi non strutturali, sono in genere tollerabili senza che gli stessi si danneggino.
L'EC2 al § 4.4.3.2 indica i casi in cui il calcolo delle deformazioni può essere omesso: per tutti i casi comuni basta rispettare i rapporti luce/altezza utile del Prospetto 4.14 opportunamente corretti per i casi indicati al punto 3 (sezioni a T, luci > 7m, piastre senza nervature con l_{eff} > 8,5m) e con l'accorgimento dettato al punto 4 (moltiplicare i valori l/d per $250/\sigma_s$, tensione calcolata per la combinazione dei carichi frequente).
Nel Prospetto 4.14 gli elementi strutturali sono classificati come:

- calcestruzzo poco sollecitato, se $\rho < 0{,}5\%$;
- calcestruzzo molto sollecitato, se $\rho > 1{,}5\%$;

per percentuali geometriche di armatura comprese tra i limiti è ammessa l'interpolazione lineare.
Come imposto in EC2 § 4.4.3.3, al punto 3, per sezioni a T con rapporto tra la larghezza dell'ala e quella dell'anima superiore a 3:

$$\frac{500}{100} = 5 > 3$$

i valori del Prospetto 4.14 vanno ridotti del 20% (moltiplico per 0,8).
I valori indicati nel Prospetto 4.14 dell'EC2, sono calcolati nell'ipotesi di una tensione di riferimento delle armature $\sigma_s = 250MPa$ nella combinazione di carico frequente, e

come già detto dovrebbero essere moltiplicati per il rapporto $\frac{250}{\sigma_s}$ se si ritiene che la tensione σ_s sia significativamente diversa dalla tensione di riferimento.
Per il calcolo della tensione di riferimento σ_s si può ragionare, in via approssimativa, nel seguente modo: si ipotizza un comportamento elastico – lineare dei materiali, quindi la validità del principio di sovrapposizione degli effetti, il calcolo dell'effetto delle azioni permanenti e variabili in una assegnata combinazione di carico può essere ricondotto al calcolo dell'effetto delle stesse azioni in una combinazione di carico di riferimento, ad esempio quella fondamentale, previa l'introduzione di un fattore di riduzione $\Re$:

$$\Re = \frac{Azioni \quad nella \quad combinazione \quad considerata}{Azioni \quad nella \quad combinazione \quad fondamentale} \leq 1$$

Pertanto l'effetto delle azioni nella combinazione di carico assegnata si ottiene riducendo di $\Re$ volte l'effetto delle azioni nella combinazione di carico fondamentale. Se allo stato limite ultimo il tasso di lavoro delle armature è pari a $f_{yd} = 374MPa$, la tensione σ_s (combinazione di carico frequente) si ottiene riducendo la tensione allo stato limite ultimo del rapporto:

$$\Re_f = \frac{1 + \psi_1 \cdot \frac{Q_{k,1}}{G_{k,1}}}{1{,}4 + 1{,}5 \cdot \frac{Q_{k,1}}{G_{k,1}}}$$

Nel caso di edifici di civile abitazione ($\psi_1 = 0{,}5$), per i consueti valori di $\frac{Q_k}{G_k}$, variabili tra 0,25 e 0,5, il coefficiente riduttivo $\Re_f$ è compreso tra 0,63 e 0,58. Ipotizzando che non vari significativamente tra lo stato limite ultimo e lo stato limite di esercizio, il braccio di leva della coppia interna ζ, si può ritenere che la tensione delle armature nella combinazione frequente dei carichi sia compresa tra i limiti:

$$\sigma_{s,\min} = 0{,}58 \cdot f_{yd} = 0{,}58 \cdot 374 = 217MPa$$
$$\sigma_{s,\max} = 0{,}63 \cdot f_{yd} = 0{,}63 \cdot 374 = 235MPa$$

In base a quanto appena affermato i valori del Prospetto 4.14 potrebbero essere aumentati moltiplicandoli per il coefficiente $\mathrm{K} = \frac{250}{\sigma_s} = 1{,}05 \div 1{,}15$.
Essendo molto importante la verifica a deformabilità della struttura per l'integrità degli elementi portati, tale aumento non viene preso in considerazione.
La sezione con la maggiore percentuale di armatura in trazione è la campata 4 – 5:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{226}{500 \cdot 204} = 0{,}0022 < 0{,}005$$

pertanto il calcestruzzo risulta essere poco sollecitato.

Dal Prospetto 4.14 si ottiene il limite (travi semplicemente appoggiate):

$$\frac{l}{d} \leq 25 \cdot 0{,}8 = 20$$

Le verifiche sono riportate in tabella:

CAMPATA	LUCE [m]	ALTEZZA UTILE [m]	l/d
Appoggio 1 - appoggio 2	2,95	0,205	14
Appoggio 2 - appoggio 3	3,05	0,205	15
Appoggio 3 - appoggio 4	2,8	0,205	14
Appoggio 4 - appoggio 5	4	0,205	20

I risultati evidenziano che la verifica allo stato limite di esercizio di limitazione delle deformazioni della struttura è ovunque soddisfatta.

9. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

L'EC 2 al § 5.2 fornisce indicazioni circa le disposizioni costruttive inerenti l'acciaio per calcestruzzo armato. Tali disposizioni sono condizione necessaria al raggiungimento ed al mantenimento nel tempo delle caratteristiche prestazionali richieste alla struttura; esse riguardano:

- la massima distanza tra le barre di armatura, che deve essere tale da consentire messa in opera e compattazione del calcestruzzo soddisfacenti e da garantire lo sviluppo di adeguata aderenza tra le barre di armatura ed il calcestruzzo che le avvolge;
- il diametro minimo di piegatura di una barra, che deve essere tale da evitare frantumazione o fenditure nel calcestruzzo all'interno della piegatura e fessure nella barra dovute alla piegatura stessa;
- le condizioni di aderenza tra le barre di armatura ed il calcestruzzo che le avvolge;
- la lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura nel calcestruzzo che le avvolge, la quale deve essere tale da consentire la completa trasmissione al calcestruzzo delle forze interne a cui sono soggette le armature ed evitare la fessurazione longitudinale ed il distacco del calcestruzzo;
- le giunzioni per sovrapposizione, che devono assicurare la trasmissione delle forze da una barra di armatura all'altra.

9.1. DISTANZA TRA LE BARRE DI ARMATURA

In base a quanto affermato in EC2 § 5.2.1.1, la distanza libera (orizzontale e verticale) tra singole barre parallele o strati orizzontali di barre parallele deve soddisfare la seguente dicitura:

$$d_b \geq \max\begin{Bmatrix} d_g \\ 20mm \end{Bmatrix}$$

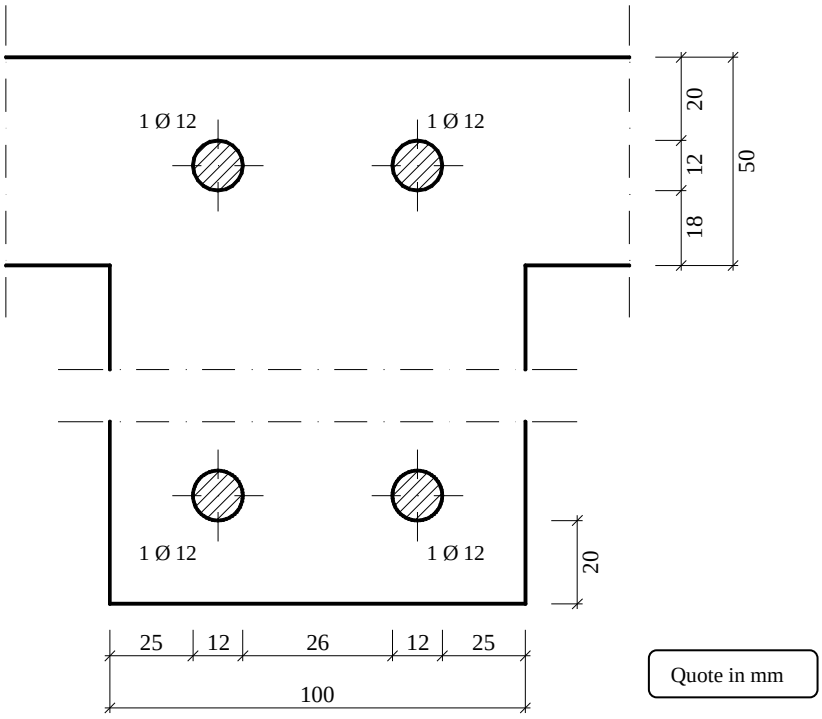
dove:

d_g è la massima dimensione nominale dell'aggregato più grande, pari a 20mm.

Quindi:

$$d_b \geq \max\begin{Bmatrix} d_g = 20mm \\ 20mm \end{Bmatrix} \Rightarrow d_b \geq 20mm$$

Per la situazione più sfavore, cioè la campata 4 – 5, abbiamo:



da cui si evince:

$$d_{b,eff} = 26mm > d_{b,\min} = 20mm$$

La distanza tra le barre di armatura metallica risulta, così, sufficiente in ogni sezione.

9.2. CURVATURE AMMISSIBILI DELLE BARRE DI ARMATURA

In base a EC2 § 5.2.1.2, per evitare che nel calcestruzzo a contato con la zona di piegatura della barra insorgano elevate tensioni di compressione, il diametro minimo del mandrino di piegatura, per barre ad aderenza migliorata di diametro < 20mm, deve essere:

$$\phi \geq 4 \cdot \phi$$

Ossia in base al diametro della barra:

- barre Ø 10mm:

$$\phi_{\min,\phi 10} = 4 \cdot \phi = 4 \cdot 10 = 40mm \Rightarrow \phi_{\phi 10} = 42mm$$

- barre Ø 12mm:

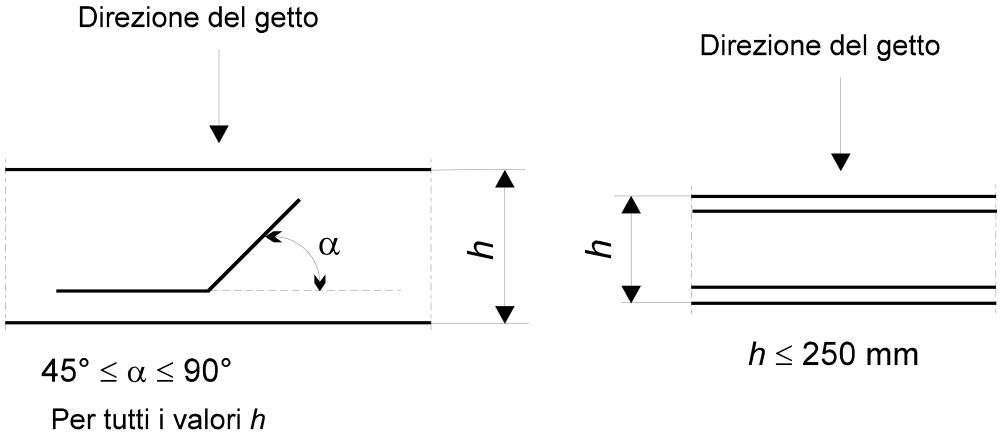
$$\phi_{\min,\phi 12} = 4 \cdot \phi = 4 \cdot 12 = 48mm \Rightarrow \phi_{\phi 12} = 50mm$$

9.3. ADERENZA

In base a EC2 § 5.2.2, l'aderenza tra le barre di armatura ed il calcestruzzo che le avvolge dipende:

- dal profilo della barra;
- dalle dimensioni dell'elemento strutturale;
- dalla posizione dell'armatura metallica durante il getto del calcestruzzo;
- dall'inclinazione dell'armatura metallica durante il getto del calcestruzzo.

Di questi fattori si può tener conto distinguendo le condizioni di aderenza in buone e in mediocri (occorre moltiplicare f_{bd} per un coefficiente riduttore pari a 0,7).
In base al punto 3 del suddetto paragrafo, le condizioni di aderenza possono giudicarsi buone qualora:

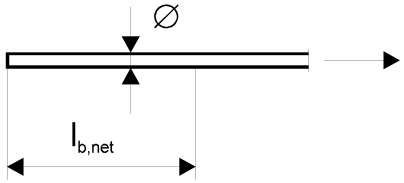


Nel caso in esame h = 230mm < 250mm e le barre sono o diritte (α = 0°) o piegate a 90°, pertanto tutte in condizioni di buona aderenza.
In condizioni di buona aderenza il valore di calcolo della tensione di aderenza ultima f_{bd} non va ridotto, pertanto f_{bd} = 2,8 MPa.

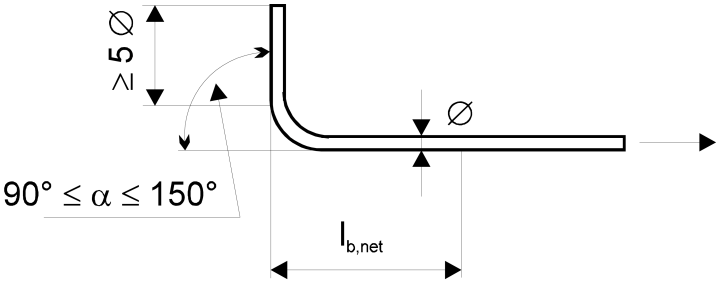
9.4. ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURE

Concordemente con quanto prevista dall'EC2 al § 5.2.3.2 circa i possibili metodi di ancoraggio dell'armatura metallica, si adottano:

- ancoraggi diritti:



- ancoraggi piegati a 90° e prolungati per un tratto non minore di 5 volte il diametro della barra da ancorare:



il prolungamento minimo e quello effettivo sono pari a:

$$l_{\min,\phi 10} = 5 \cdot \phi = 5 \cdot 10 = 50mm \Rightarrow l_{eff,\phi 10} = 60mm$$
$$l_{\min,\phi 12} = 5 \cdot \phi = 5 \cdot 12 = 60mm \Rightarrow l_{eff,\phi 12} = 70mm$$

9.4.1. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DI BASE

In base a EC2 § 5.2.2.3, la lunghezza di ancoraggio di base è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra di armatura soggetta alla forza assiale $A_s \cdot f_{yd}$; per una barra di armatura di diametro Ø vale:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Quindi:
- per barre di armatura Ø = 10mm:

$$l_{b,\phi 10} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{10 \cdot 374}{4 \cdot 2{,}8} = 334mm$$

- per barre di armatura Ø = 12mm:

$$l_{b,\phi 12} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{12 \cdot 374}{4 \cdot 2{,}8} = 401mm$$

9.4.2. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO NECESSARIA

In base a EC2 § 5.2.3.4.1, per barre e fili di armatura metallica la lunghezza di ancoraggio necessaria è data dall'espressione:

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,\min}$$

dove:

α_a è un coefficiente di riduzione, per barre diritte vale 1;

l_b è la lunghezza di ancoraggio di base;

$A_{s,req}$ è l'area dell'armatura metallica richiesta dal calcolo;

$A_{s,prov}$ è l'area dell'armatura metallica effettivamente disposta;

$l_{b,\min}$ è la lunghezza minima di ancoraggio, vale:

- per ancoraggi in trazione: $l_{b,\min} = 0{,}3 \cdot l_b \geq 10 \cdot \phi$
- per ancoraggi in compressione: $l_{b,\min} = 0{,}6 \cdot l_b \geq 100mm$

SEZIONE 4 (ancoraggio in compressione)

Armatura longitudinale con Ø = 10mm:
- lunghezza minima di ancoraggio:

$$l_{b,\min,\phi 10} = \max\left\{\begin{matrix} 0{,}6 \cdot l_{b,\phi 10} = 0{,}6 \cdot 334 = 200{,}4mm \\ 100mm \end{matrix}\right\} = 200{,}4mm$$

- lunghezza di ancoraggio necessaria:

$$l_{b,net,\phi 10} = \max\left\{\begin{matrix} \alpha_a \cdot l_{b,\phi 10} \cdot \dfrac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 1 \cdot 334 \cdot \dfrac{131{,}4}{226} = 194{,}2mm \\ l_{b,\min,\phi 10} = 200{,}4mm \end{matrix}\right\} =$$
$$= 200{,}4mm$$

Per il soddisfacimento della verifica a taglio è necessario che le barre di armatura metallica si estendano per una lunghezza pari $l_{b,net}$ + d oltre la sezione di verifica, ossia per 200,4 + 210 = 410,4mm.

Armatura longitudinale con Ø = 12mm:
- lunghezza minima di ancoraggio:

$$l_{b,\min,\phi 12} = \max\left\{\begin{matrix} 0{,}6 \cdot l_{b,\phi 12} = 0{,}6 \cdot 401 = 240{,}6mm \\ 100mm \end{matrix}\right\} = 240{,}6mm$$

- lunghezza di ancoraggio necessaria:

$$l_{b,net,\phi 12} = \max\left\{\begin{matrix} \alpha_a \cdot l_{b,\phi 12} \cdot \dfrac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 1 \cdot 401 \cdot \dfrac{131{,}4}{226} = 233{,}2mm \\ l_{b,\min,\phi 12} = 240{,}6mm \end{matrix}\right\} =$$
$$= 240{,}6mm$$

Per il soddisfacimento della verifica a taglio è necessario che le barre di armatura metallica si estendano per una lunghezza pari $l_{b,net}$ + d oltre la sezione di verifica, ossia per 240,6 + 210 = 450,6mm.

SEZIONE 3
<u>ANCORAGGIO IN COMPRESSIONE</u>
Armatura longitudinale con Ø = 10mm:
- lunghezza minima di ancoraggio:

$$l_{b,\min,\phi 10} = \max\left\{\begin{matrix} 0{,}6 \cdot l_{b,\phi 10} = 0{,}6 \cdot 334 = 200{,}4mm \\ 100mm \end{matrix}\right\} = 200{,}4mm$$

- lunghezza di ancoraggio necessaria:

$$l_{b,net,\phi 10} = \max\left\{\begin{array}{c}\alpha_a \cdot l_{b,\phi 10} \cdot \dfrac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 1 \cdot 334 \cdot \dfrac{52}{226} = 77mm \\ l_{b,\min,\phi 10} = 200{,}4mm\end{array}\right\} =$$
$$= 200{,}4mm$$

Per il soddisfacimento della verifica a taglio è necessario che le barre di armatura metallica si estendano per una lunghezza pari $l_{b,net}$ + d oltre la sezione di verifica, ossia per 200,4 + 210 = 410,4mm.

<u>ANCORAGGIO IN TRAZIONE</u>
Armatura longitudinale con Ø = 12mm:
- lunghezza minima di ancoraggio:

$$l_{b,\min,\phi 12} = \max\left\{\begin{array}{c}0{,}3 \cdot l_{b,\phi 12} = 0{,}3 \cdot 401 = 120{,}3mm \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 12 = 120mm\end{array}\right\} = 120{,}3mm$$

- lunghezza di ancoraggio necessaria:

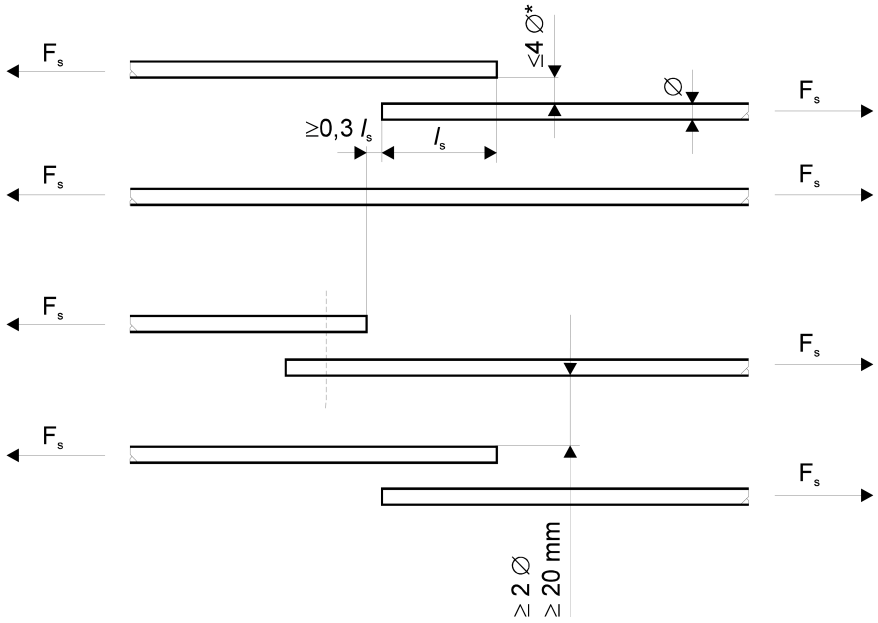
$$l_{b,net,\phi 12} = \max\left\{\begin{array}{c}\alpha_a \cdot l_{b,\phi 12} \cdot \dfrac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 1 \cdot 401 \cdot \dfrac{52}{226} = 92{,}3mm \\ l_{b,\min,\phi 12} = 120{,}3mm\end{array}\right\} =$$
$$= 120{,}3mm$$

Per il soddisfacimento della verifica a taglio è necessario che le barre di armatura metallica si estendano per una lunghezza pari $l_{b,net}$ + d oltre la sezione di verifica, ossia per 120,3 + 210 = 330,3mm.

9.5. GIUNZIONI PER SOVRAPPOSIZIONE

In base a quanto enunciato in EC2 § 5.2.4.1.1, per quanto possibile:
- le sovrapposizioni tra le barre di armatura metallica devono di regola essere sfalsate e non devono essere poste in zone di elevate tensioni;
- in tutte le sezioni le sovrapposizioni devono di regola essere disposte simmetricamente e parallelamente alla faccia esterna dell'elemento strutturale.

Le sovrapposizioni adiacenti devono verificare quanto in figura a pagina seguente.



** se la distanza tra le barre è* $> 4\phi$ *la lunghezza* l_s *deve essere incrementata di tanto quanto la distanza supera* 4ϕ.

Nel caso in esame:

- la distanza tra le barre in sovrapposizione è inferiore a 4 volte il diametro delle barre perché vengono mantenute a contato da legature in filo di ferro;
- la distanza in verticale, nella condizione peggiore, risulta pari a 206mm quindi superiore a 2 volte il diametro delle barre ed a 20mm.

9.5.1. LUNGHEZZA DI SOVRAPPOSIZIONE

In base a quanto affermate in EC2 § 5.2.4.1.3, la lunghezza di sovrapposizione necessaria è data dalla seguente espressione:

$$l_s = l_{b,net} \cdot \alpha_1 \geq l_{s,\min}$$

dove:

$l_{b,net}$ è la lunghezza di ancoraggio necessaria, definita al § 7.2.4.2 della presente;

α_1 è un coefficiente di amplificazione, pari a:

- 1 per sovrapposizione di barre compresse;
- 1,4 per sovrapposizione di barre tese;

$l_{s,\min}$ è valore della lunghezza di sovrapposizione minima, pari a:

$$l_{s,\min} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_1 \cdot l_b \\ 15 \cdot \phi \\ 200mm \end{Bmatrix}$$

SEZIONE 4 (sovrapposizione in compressione)

Armatura longitudinale con Ø = 10mm:
- lunghezza minima di sovrapposizione:

$$l_{s,\min,\phi 10} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}3\cdot\alpha_a\cdot\alpha_1\cdot l_{b,\phi 10} \\ 15\cdot\phi \\ 200mm \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0{,}3\cdot 1\cdot 1\cdot 334 = 100{,}2mm \\ 15\cdot 10 = 150mm \\ 200mm \end{Bmatrix} =$$
$$= 200mm$$

- lunghezza di sovrapposizione:

$$l_{s,\phi 10} = \max\begin{Bmatrix} l_{b,net,\phi 10}\cdot\alpha_1 = 200{,}4\cdot 1 = 200{,}4mm \\ l_{s,\min,\phi 10} = 200mm \end{Bmatrix} = 200{,}4mm$$

Adotto una lunghezza di sovrapposizione $l_{s,\phi 10} = 210mm$.

Armatura longitudinale con Ø = 12mm:
- lunghezza minima di sovrapposizione:

$$l_{s,\min,\phi 12} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}3\cdot\alpha_a\cdot\alpha_1\cdot l_{b,\phi 12} \\ 15\cdot\phi \\ 200mm \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0{,}3\cdot 1\cdot 1\cdot 401 = 120{,}3mm \\ 15\cdot 12 = 180mm \\ 200mm \end{Bmatrix} =$$
$$= 200mm$$

- lunghezza di sovrapposizione:

$$l_{s,\phi 12} = \max\begin{Bmatrix} l_{b,net,\phi 12}\cdot\alpha_1 = 240{,}6\cdot 1 = 240{,}6mm \\ l_{s,\min,\phi 12} = 200mm \end{Bmatrix} = 240{,}6mm$$

Adotto una lunghezza di sovrapposizione $l_{s,\phi 12} = 250mm$.

SEZIONE 3
<u>SOVRAPPOSIZIONE IN COMPRESSIONE</u>
Armatura longitudinale con Ø = 10mm:
- lunghezza minima di sovrapposizione:

$$l_{s,\min,\phi 10} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}3\cdot\alpha_a\cdot\alpha_1\cdot l_{b,\phi 10} \\ 15\cdot\phi \\ 200mm \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0{,}3\cdot 1\cdot 1\cdot 334 = 100{,}2mm \\ 15\cdot 10 = 150mm \\ 200mm \end{Bmatrix} =$$
$$= 200mm$$

- lunghezza di sovrapposizione:

$$l_{s,\phi 10} = \max\begin{Bmatrix} l_{b,net,\phi 10} \cdot \alpha_1 = 200{,}4 \cdot 1 = 200{,}4mm \\ l_{s,\min,\phi 10} = 200mm \end{Bmatrix} = 200{,}4mm$$

Adotto una lunghezza di sovrapposizione $l_{s,\phi 10} = 210mm$.

<u>SOVRAPPOSIZIONE IN TRAZIONE</u>
Armatura longitudinale con Ø = 12mm:
- lunghezza minima di sovrapposizione:

$$l_{s,\min,\phi 12} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_1 \cdot l_{b,\phi 12} \\ 15 \cdot \phi \\ 200mm \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0{,}3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 401 = 120{,}3mm \\ 15 \cdot 12 = 180mm \\ 200mm \end{Bmatrix} =$$
$$= 200mm$$

- lunghezza di sovrapposizione:

$$l_{s,\phi 12} = \max\begin{Bmatrix} l_{b,net,\phi 12} \cdot \alpha_1 = 120{,}3 \cdot 1{,}4 = 168{,}5mm \\ l_{s,\min,\phi 12} = 200mm \end{Bmatrix} = 200mm$$

Adotto una lunghezza di sovrapposizione $l_{s,\phi 12} = 210mm$.

9.5.2. SOVRAPPOSIZIONE DI RETI ELETTROSALDATE

Come enunciato al § 3 della presente, è stata introdotta, nella soletta di completamento, un'armatura trasversale aggiuntiva di ripartizione dei carichi formata da una rete elettrosaldata Ø10/200/200.
In base a quanto enunciato in EC2 § 5.2.4.2.2, tutte le armature trasversali di distribuzione possono essere giuntate per sovrapposizione nella stessa posizione. I valori minimi della lunghezza di sovrapposizione l_s sono dati dal Prospetto 5.4 e nel caso in esame (diametro delle barre: 8,5mm < Ø < 12mm) vale:

$$l_s = \max\begin{Bmatrix} s_l = 200mm \\ 350mm \end{Bmatrix} = 350mm$$

dove:

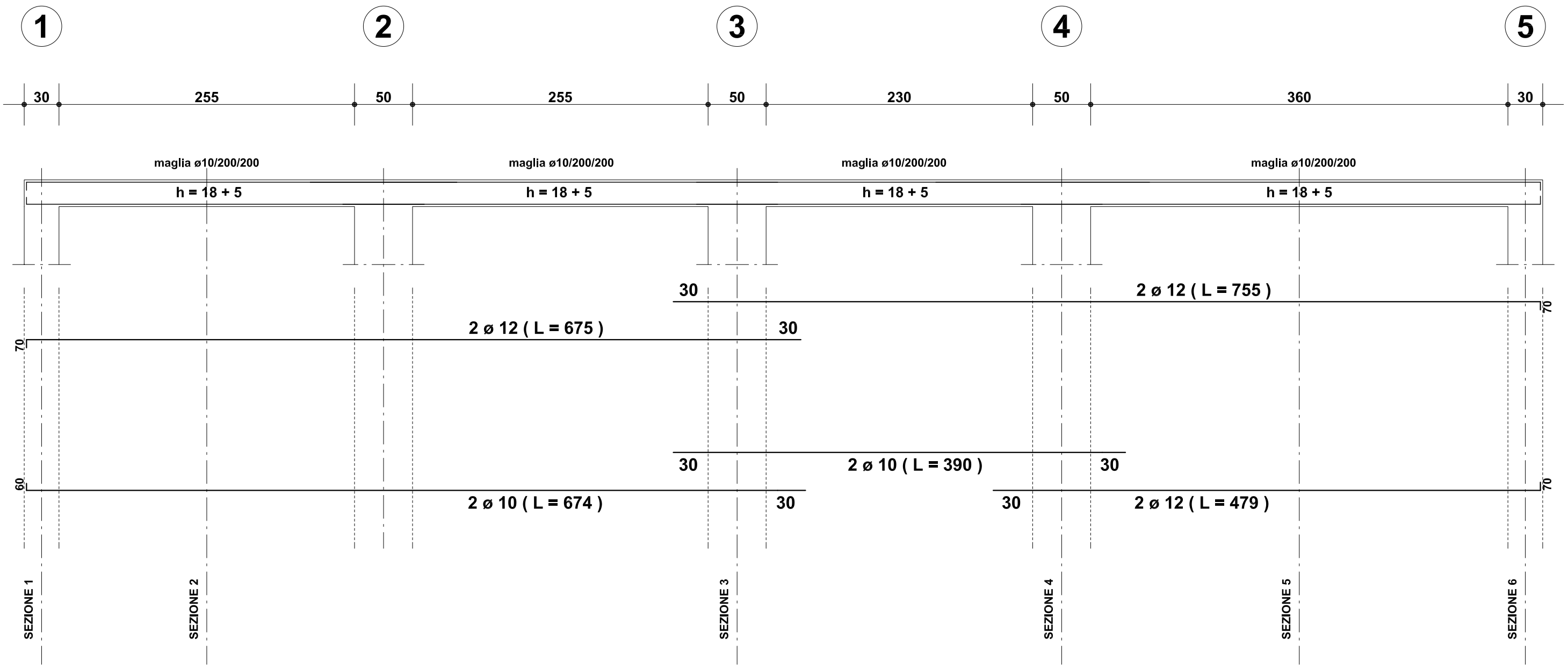
s_l è l'intervallo tra i fili longitudinali, pari a 200mm.

A seguito di quanto fin qui detto si può affermare che la progettazione della nervatura del solaio tipo ha superato tutte le condizioni di verifica imposte.

10. ESECUTIVO DELLE ARMATURE

Sono riportati nelle pagine seguenti.

SOLAIO PIANO TIPO



TRAVE PIANO TIPO

1. PREMESSA

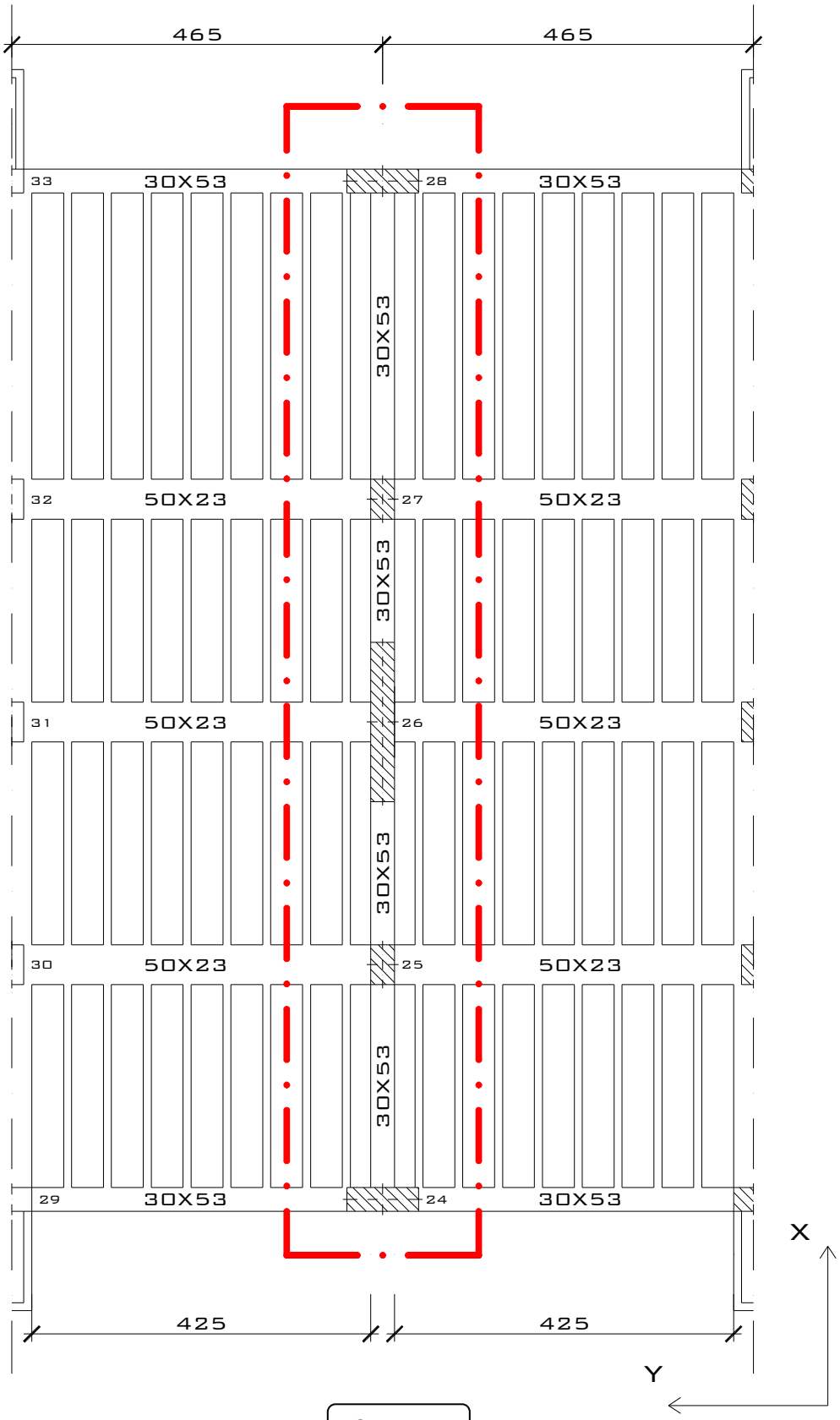
Il progetto e la verifica delle travi differiscono da quelle dei solai in quanto mentre questi ultimi, nello schema strutturale previsto e precedentemente illustrato, supportano i carichi verticali comportandosi come diaframmi infinitamente rigidi nel confronto delle forze orizzontali (vento, sisma), le travi sono sottoposte sia ai carichi verticali che alle azioni orizzontali (vento, sisma).

Il progetto della trave scelta viene eseguito considerando l'inviluppo massimo delle sollecitazioni per le situazioni di progetto persistente/transitoria ed eccezionale (sismi-ca).

La verifica delle trave scelta viene eseguita tenendo conto separatamente delle situazioni di progetto persistente/transitoria ed eccezionale (sismica).
Per la situazione di progetto persistente/transitoria si fa esclusivamente riferimento ai principi ed alle regole di applicazione contenuti nell'EC2, salvo modifiche od integrazioni nel rispetto della normativa italiana.
Per la situazione di progetto eccezionale (sismica) si fa esclusivamente riferimento ai principi ed alle regole di applicazione contenuti nell'O.P.C.M. n° 3274.

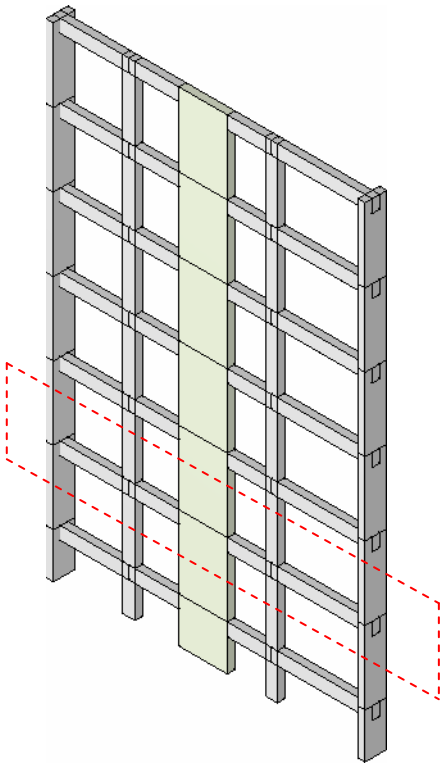
2. TRAVE 24 – 25 – 26 – 27 – 28 DEL PIANO PRIMO

E' stato scelto di analizzare la trave del piano primo del telaio usato per l'analisi sismica; come da figura a pagina seguente.

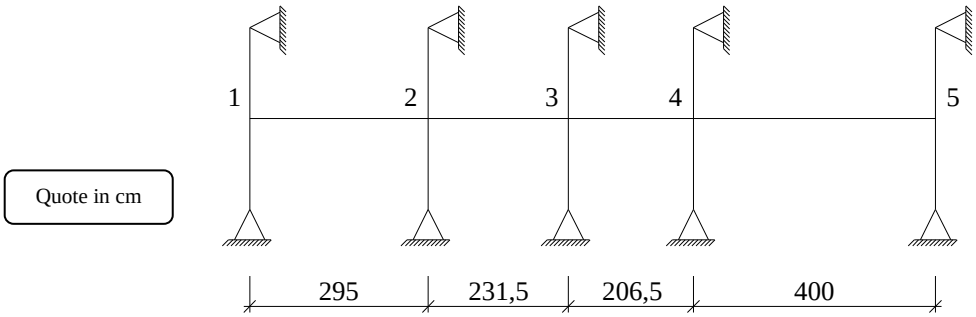

465
465
33
30X53
28
30X53
30X53
32
50X23
27
50X23
30X53
31
50X23
26
50X23
30X53
30
50X23
25
50X23
30X53
29
30X53
24
30X53
425
425
X
Y

Quote in cm

Il modello tridimensionale del telaio usato per l'analisi sismica (statica lineare), al quale appartiene la trave oggetto del presente paragrafo, è il seguente.



Lo schema strutturale usato per il calcolo delle sollecitazioni (semitelaio) è quello riportato nella figura sottostante.



Per il calcolo delle luci efficaci si è fatto riferimento quanto riportato in EC2 § 2.5.2.2.2 Fig. 2.4.
La geometria della sezione di calcolo è rettangolare, di base 300mm ed altezza 530mm.

2.1. SITUAZIONE ECCEZIONALE (sisma) – LIMITI GEOMETRICI

In base a quanto affermato dall'O.P.C.M. n° 3274 al § 5.5.2.1, i limiti geometrici delle travi che non siano in spessore di solaio sono:

- la larghezza della trave, b, non deve essere minore di 20cm:

$$b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm$$

- il rapporto tra la larghezza della trave, b, e la sua altezza, h, non deve essere minore di 0,25:

$$\frac{b}{h} \geq 0{,}25 \Rightarrow \frac{300}{530} = 0{,}566 > 0{,}25$$

Le condizioni imposte risultano essere rispettate.

2.2. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Poiché risulta verificata la condizione imposta in EC2 § 2.5.3.4:

$$\frac{l_{\max}}{l_{\min}} < 2 \Rightarrow \frac{400}{206{,}5} = 1{,}937 < 2$$

è possibile adottare l'analisi elastica lineare senza ridistribuzione (EC2 § 2.5.3.4.2) per il calcolo delle sollecitazioni, a condizione di rispettare il limite di duttilità:

$$\frac{x}{d} < 0{,}45$$ [1]

I carichi da prendere in considerazione nelle combinazioni delle azioni sono:

<u>CARICHI PERMANENTI</u>

- Copertura

  Peso proprio della trave: (0,3 · 0,53) · 25 = $3{,}975 \frac{kN}{m}$

  Membrana impermeabilizzante, sottofondo, isolante,

  intonaco d'intradosso: (0,3 + 0,76 + 0,06 + 0,2) · (0,3 – 0,1) = $0{,}264 \frac{kN}{m}$

  $G_{k,copertura} = 4{,}239 \frac{kN}{m}$

- Piani 1° ÷ 5°

  Peso proprio della trave: $3{,}975 \frac{kN}{m}$

  Muratura di partizione interna: 1,28 · 2,7 = $3{,}456 \frac{kN}{m}$

  Pavimento, collante, sottofondo,

  intonaco d'intradosso: (0,2 + 0,95 + 0,2) · (0,3 – 0,1) = $0{,}27 \frac{kN}{m}$

  $G_{k,1°\div5°} = 7{,}701 \frac{kN}{m}$

[1] Per calcestruzzi di classi da C12/15 a C35/45.

- Piano Terreno

Peso proprio della trave: $3{,}975 \frac{kN}{m}$

Pavimento, collante, sottofondo,

membrana impermeabilizzante: (0,2 + 0,95 + 0,3) · (0,3 – 0,1) = $0{,}29 \frac{kN}{m}$

$$G_{k,p.t.} = 4{,}265 \frac{kN}{m}$$

CARICHI VARIABILI

- Copertura

Locale tipo 7 (coperture non accessibili): 0,5 · (0,3 – 0,1) = $Q_k = 0{,}1 \frac{kN}{m}$

Neve: 1,64 · (0,3 – 0,1) = $Q_k = 0{,}328 \frac{kN}{m}$

- Piani 1° ÷ 5° e Piano Terreno

Locale tipo 1 (ambienti non suscettibili di affollamento):

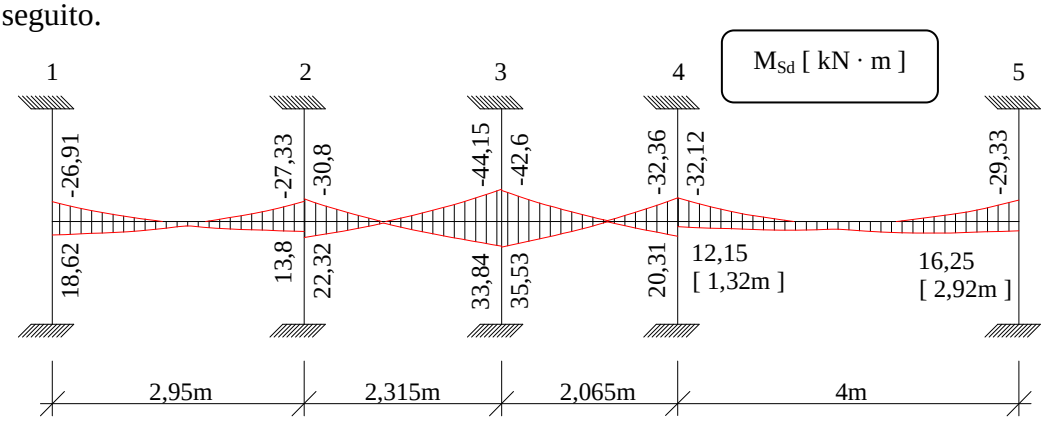
2 · (0,3 – 0,1) = $Q_k = 0{,}4 \frac{kN}{m}$

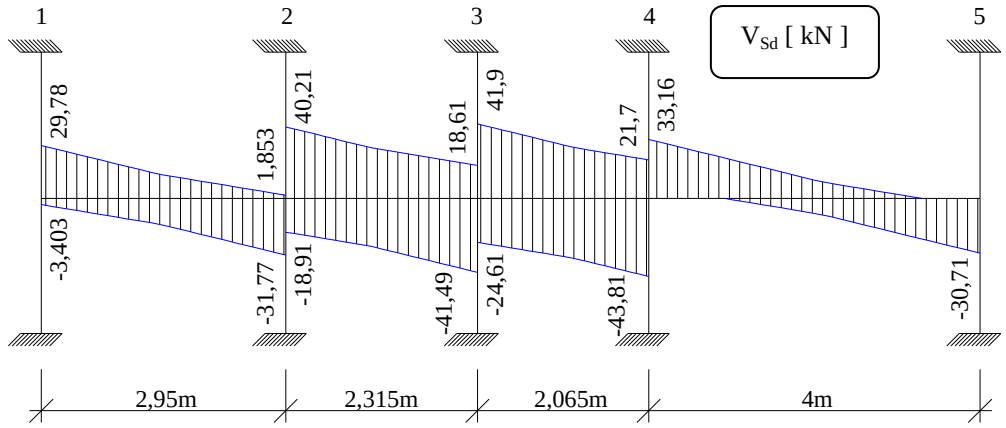
2.2.1. COMBINAZIONE FONDAMENTALE (slu)

Allo Stato Limite Ultimo per la situazione di progetto persistente/transitoria, come già detto al § 1.4.1 della presente, il valore di calcolo degli effetti delle azioni F_d è ottenuto ricercando la combinazione più sfavorevole delle azioni permanenti, variabili e accidentali, utilizzando le seguenti combinazioni:

$$F_d = \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

L'inviluppo delle sollecitazioni della condizione più sfavorevole è riportato di seguito.





2.2.2. COMBINAZIONE ECCEZIONALE

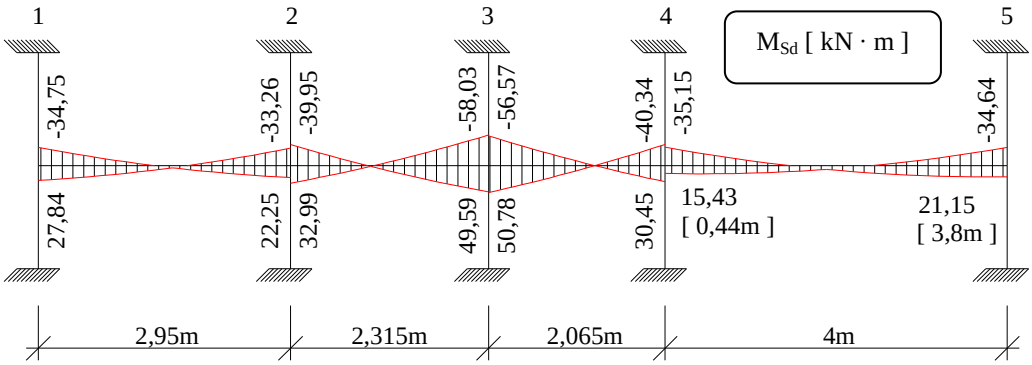
In seguito a quanto disposto nell'O.P.C.M. n° 3274 § 3.3, gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

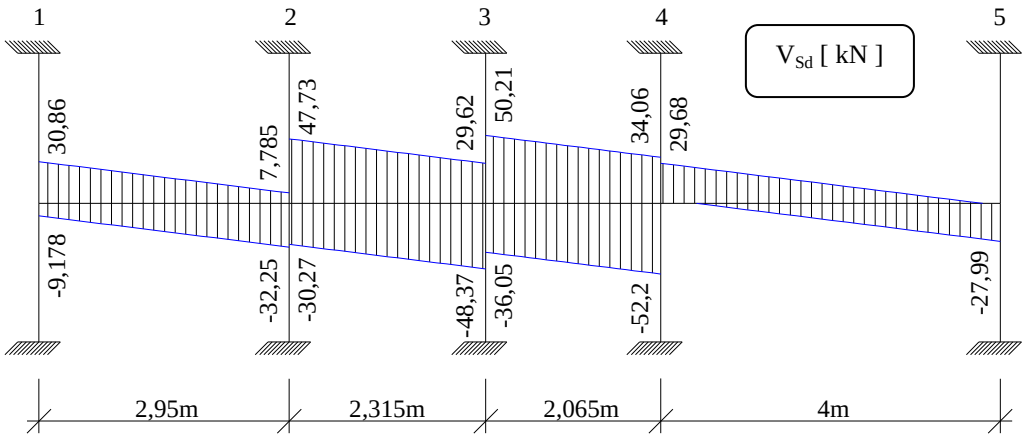
$$G_{k,j} + \sum_i \left(\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

Allo Stato Limite Ultimo per la situazione di progetto eccezionale, come già detto al § 1.4.2 della presente, il valore di calcolo degli effetti delle azioni F_d è ottenuto ricercando la combinazione più sfavorevole delle azioni utilizzando le seguenti combinazioni:

$$F_d = \gamma_I \cdot E + \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \sum_i \left(\psi_{j,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

L'inviluppo delle sollecitazioni della condizione più sfavorevole è riportato di seguito.





3. PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

In base a quanto affermato in EC2 § 4.3.1.2, corretto secondo le limitazioni imposte dall'O.P.C.M. n° 3274 al § 4.11.1.1, nel progetto e nella verifica a flessione l'effetto della forza di compressione assiale ultima di calcolo può essere ignorato se è verificata la condizione:

$$\nu = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0{,}1$$

dove:

A_c è l'area totale della sezione trasversale di calcestruzzo;

f_{cd} è il valore di calcolo della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo.

Nella situazione peggiore si ha:

$$\nu = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{19{,}5 \cdot 10^3}{(300 \cdot 530) \cdot 18} = 0{,}007 < 0{,}1$$

La condizione risulta ampiamente verificata.

Il progetto dell'armatura longitudinale delle sezioni soggette a prevalente flessione viene effettuato per la condizione:

$$M_{Rd} = M_{Sd}$$

dove:

M_{Rd} è il momento resistente di calcolo;

M_{Sd} è il momento sollecitante di calcolo.

Al fine di garantire un'adeguata capacità di rotazione plastica alle regioni critiche e confermare la validità dell'analisi elastica lineare usata per il calcolo delle sollecitazioni, a tale condizione suddetta si associa la verifica della disuguaglianza in funzione della classe di calcestruzzo impiegato:

$$\frac{x}{d} \leq 0{,}45 \Rightarrow \xi_{\lim} = \left(\frac{x}{d}\right)_{\lim} = 0{,}45$$

dove:

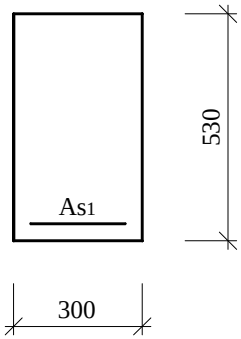
x è la profondità dell'asse neutro, ossia la distanza dell'asse neutro dal lato delle fibre compresse della sezione;

d è l'altezza utile della sezione (in via semplificativa si può considerare come la differenza tra l'altezza della sezione ed il copriferro).

Dovendo rispettare la condizione $\xi_{\lim} = \left(\frac{x}{d}\right)_{\lim} = 0{,}45$ si può ricavare il valore limite dell'asse neutro:

$$\left(\frac{x}{d}\right)_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow x_{\lim} = d \cdot 0{,}45 = 510 \cdot 0{,}45 = 229{,}5mm$$

Con tale valore è possibile calcolare il momento limite della sezione:



In base all'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa A_{S1}:

$$M_{\lim} = N_c \cdot (d - k \cdot x_{\lim}) = \left(0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 229{,}5\right) \cdot \left(510 - \frac{99}{238} \cdot 229{,}5\right) \cdot 10^{-6} =$$
$$= 353{,}5kN \cdot m$$

Oppure in formato adimensionalizzato:

$$\mu_{\lim} = \frac{M_{\lim}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{353{,}5 \cdot 10^6}{300 \cdot 510^2 \cdot 18} = 0{,}252$$

In base a quanto affermato in EC2 § 4.3.2.4.4, per tener conto dell'interazione di momento flettente e taglio, occorre prevedere un'ulteriore armatura tesa, in aggiunta a quella di flessione, pari a:

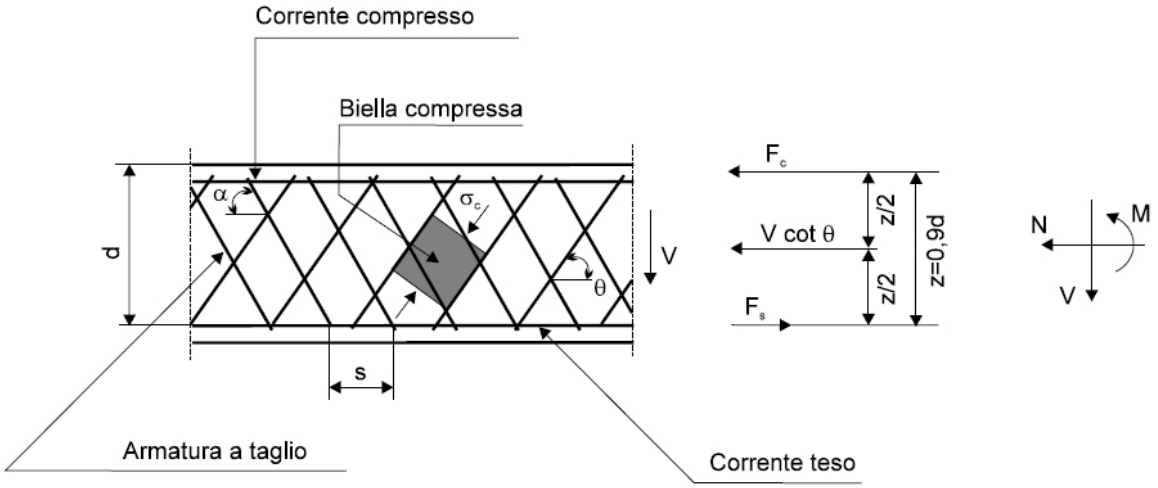
$$A_{s,M-V} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \cot\theta$$

dove:

V_{Sd} è la forza di taglio di calcolo. In base a quanto affermato dall'O.P.C.M. al § 5.4.1.1., per le strutture in CD"B" gli sforzi di taglio, da utilizzare per il relativo dimensionamento o verifica, si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti flettenti di calcolo delle sezioni di estremità;

f_{yd} è la resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio impiegato per l'armatura;

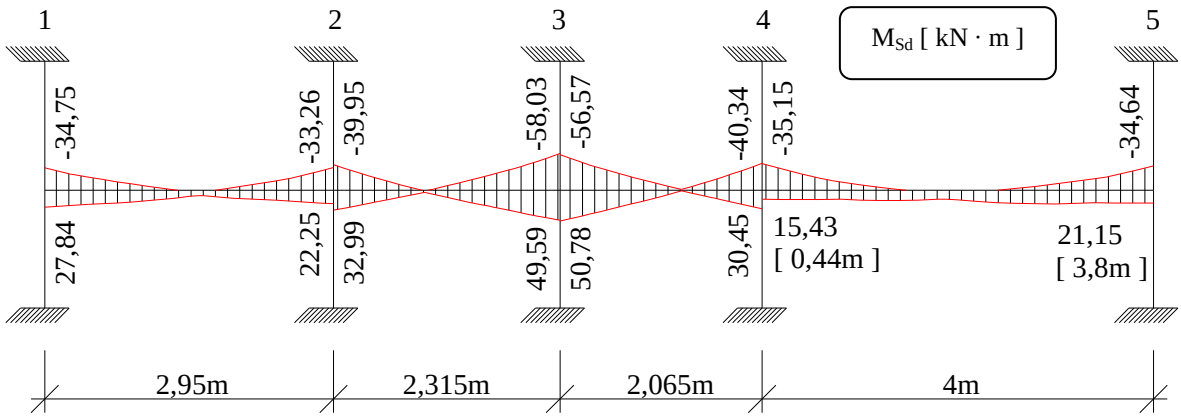
θ in base a quanto affermato in EC2 § 4.3.2.4.4 a riguardo del metodo dell'inclinazione variabile del traliccio, rappresenta l'angolo tra le bielle compresse di calcestruzzo e l'asse longitudinale dell'elemento strutturale; come da figura sottostante.

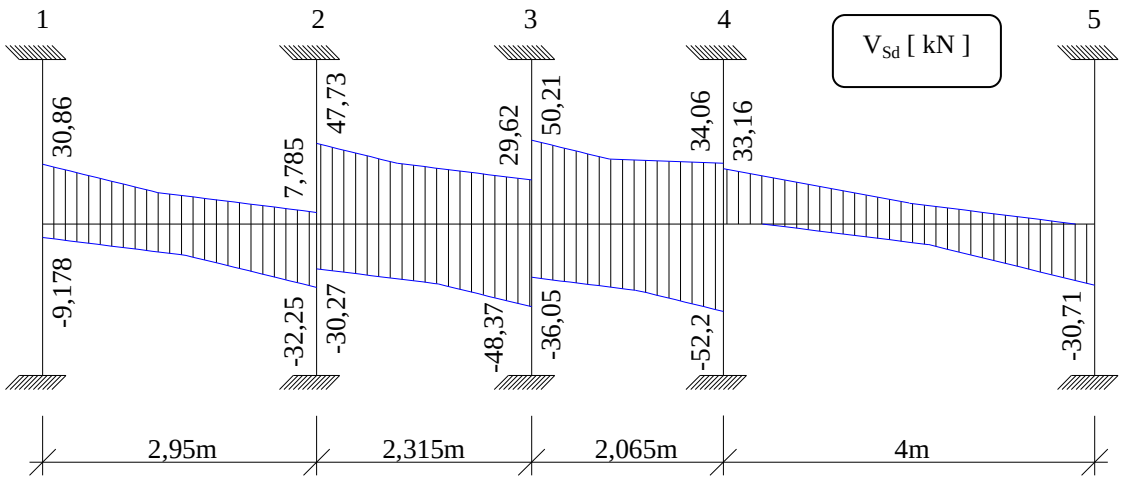


Alla fine l'armatura longitudinale tesa da inserire nella trave sarà pari alla somma tra l'armatura per flessione e quella aggiuntiva per taglio, ossia:

$$A_s = A_{s,M} + A_{s,M-V}$$

Il progetto dell'armatura longitudinale della trave viene effettuando inviluppando le sollecitazioni delle condizioni persistente/transitoria ed eccezionale, tale inviluppo è riportato qui sotto.





ARMATURA LONGITUDINALE TESA MINIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA

In base a quanto affermato in EC2 § 5.4.2.1.1, l'area minima della sezione trasversale delle armature di trazione è pari a:

$$A_{s,\min} = \max\left\{\begin{array}{l} 0{,}0015 \cdot b \cdot d = 0{,}0015 \cdot 300 \cdot 510 = 229{,}5mm^2 \\ \dfrac{0{,}6}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = \dfrac{0{,}6}{430} \cdot 300 \cdot 510 = 213{,}5mm^2 \end{array}\right\} = 229{,}5mm^2$$

SITUAZIONE ECCEZIONALE

In base a quanto affermato dall'O.P.C.M. § 5.5.2.2., in ogni sezione della trave il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore devono essere compresi tra i seguenti limiti:

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico di armatura tesa, pari a: $\rho = \dfrac{A_{s,tesa}}{b \cdot d}$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico di armatura compressa, pari a: $\rho_{comp} = \dfrac{A_{s,comp}}{b \cdot d}$;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Dalla condizione sopra esposta è possibile ricavare l'area minima di armatura tesa:

$$\rho_{\min} > \frac{1{,}4}{f_{yk}} \Rightarrow A_{s,\min} = b \cdot d \cdot \frac{1{,}4}{f_{yk}} = 300 \cdot 510 \cdot \frac{1{,}4}{430} = 498{,}14mm^2$$

Alla fine considerando entrambe le situazioni di progetto e verifica, l'area minima della sezione trasversale delle armature di trazione sarà pari a:

$$A_{s,\min} = \max\left\{\begin{array}{l} 229{,}5mm^2 \\ 498{,}14mm^2 \end{array}\right\} = 498{,}14mm^2$$

ARMATURA LONGITUDINALE MASSIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA

In base a quanto affermato in EC2 § 5.4.2.1.1, l'area totale delle armature, tese e compresse, deve soddisfare:

$$A_{tot} \leq 0{,}03 \cdot A_c$$

con esclusione delle zone di sovrapposizione delle armature metalliche.

CAMPATE

Il momento di calcolo massimo vale:

$$M_{Sd} = 50{,}78 kN \cdot m$$

Espressione del momento di calcolo adimensionalizzato:

$$\mu_{Sd} = \frac{M_{Sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{50{,}78 \cdot 10^6}{300 \cdot 510^2 \cdot 18} = 0{,}04 < \mu_{\lim} = 0{,}252$$

Siccome risulta verificata la condizione $\mu_{Sd} < \mu_{\lim}$ la sezione sarà progettata a semplice armatura.

La percentuale meccanica di armatura principale (tesa) può essere ricavata con la seguente espressione:

$$\omega_1 = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}04 \cdot (1 + 0{,}04) = 0{,}042$$

L'armatura minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s1} = \frac{\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}042 \cdot 300 \cdot 510 \cdot 18}{374} = 309{,}3 mm^2 < A_{s,\min} = 498{,}14 mm^2$$

Siccome l'armatura minima tesa richiesta risulta essere inferiore all'armatura minima imposta dalle normative, si decide di adottare un'armatura tesa A_{s1} formata da 5 Ø 12 mm (A_{s1} = 565 mm^2).

INCASTRI

Il momento di calcolo massimo vale:

$$M_{Sd} = -58{,}03 kN \cdot m$$

Espressione del momento di calcolo adimensionalizzato:

$$\mu_{Sd} = \frac{|M_{Sd}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-58{,}03 \cdot 10^6|}{300 \cdot 510^2 \cdot 18} = 0{,}04132 < \mu_{\lim} = 0{,}252$$

Siccome risulta verificata la condizione $\mu_{Sd} < \mu_{\lim}$ la sezione sarà progettata a semplice armatura.
La percentuale meccanica di armatura principale (tesa) può essere ricavata con la seguente espressione:

$$\omega_2 = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}04132 \cdot (1 + 0{,}04132) = 0{,}04303$$

L'armatura minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s2} = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}04303 \cdot 300 \cdot 510 \cdot 18}{374} = 317 mm^2 < A_{s,\min} = 498{,}14 mm^2$$

Siccome l'armatura minima tesa richiesta risulta essere inferiore all'armatura minima imposta dalle normative, si decide di adottare un'armatura tesa A_{s2} formata da 5 Ø 12 mm (A_{s2} = 565 mm^2).

Oltre la sezione in cui si annulla il momento flettente negativo verranno mantenuti solo 3 Ø 12 mm (A_{s2} = 339 mm^2).

4. PROGETTO E VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

MECCANISMI E MODELLI DI COMPORTAMENTO OLTRE IL LIMITE LINEARE

In assenza di una specifica armatura a taglio, ha senso determinare lo stato tensionale mediante la trattazione di Jourawski solo fino al raggiungimento della resistenza a trazione del calcestruzzo f_{ctm}, cioè per valori molto bassi del taglio.
Inoltre il modello di traliccio di Mörsch parte da un comportamento di trave fessurata ben lontano dalle ipotesi di comportamento lineare del materiale.
Infine è opportuno ricordare che la teoria di De Saint Venant non vale per aste tozze né in prossimità di carichi concentrati, e quindi degli appoggi (ossia non è applicabile nelle regioni di discontinuità ma solo nelle regioni di Bernoulli – Navier), cioè proprio nelle situazioni in cui il taglio può essere più preoccupante.
Nelle zone di una trave in cui sono applicate forze concentrate, o in prossimità degli appoggi, le azioni vengono trasmesse mediante puntoni compressi (trasferimento diretto del carico, o "*effetto arco*"). L'ampiezza della zona interessata è direttamente proporzionale all'altezza utile della trave; in tale zona non ha senso parlare di flessione e taglio perché, come prima detto, è una zona di discontinuità. Si deve notare che per l'equilibrio dell'estremità dell'arco occorrono azioni orizzontali che o sono fornite dal vincolo di base, assimilabile ad un incastro, oppure vengono assorbite da un apposito tirante orizzontale. Nella trave la funzione di tirante è svolta dall'armatura inferiore tesa, disposta per la flessione; per mensole molto corte è prassi comune adottare un modello "strut and tie", cioè puntone e tirante.
Ad una distanza dagli appoggi, o da forze concentrate, superiore all'altezza utile d occorre invece fare riferimento al comportamento a flessione e taglio perché ci si trova in una regione di Bernoulli – Navier.
In assenza di specifiche armature a taglio, finché il carico è molto basso, le sollecitazioni taglianti V_{Sd} sono assorbite grazie alla resistenza a trazione del calcestruzzo (V_{Rd1}).
Appena il carico cresce si formano le tipiche lesioni a taglio e flessione. Sperimentalmente si può dimostrare che la trave è in grado di sopportare ulteriori incrementi di carico, fino al formarsi di lesioni che mostrano la rottura per pressoflessione del puntone inclinato

compreso tra due fessure (Fig. a) o la rottura del corrente compresso per compressione e taglio (Fig. b).

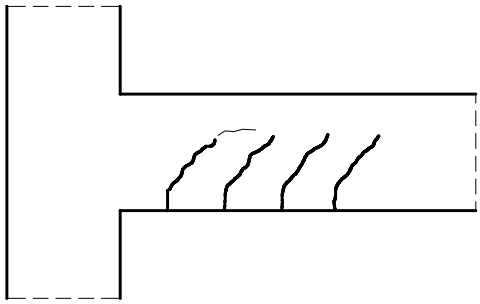


Fig. a – rottura del puntone inclinato di calcestruzzo.

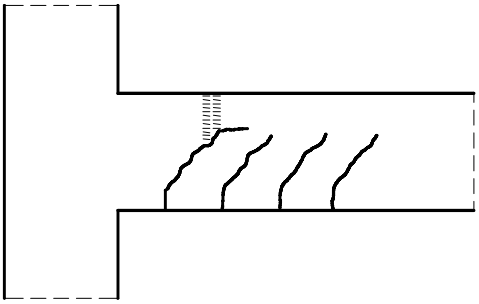
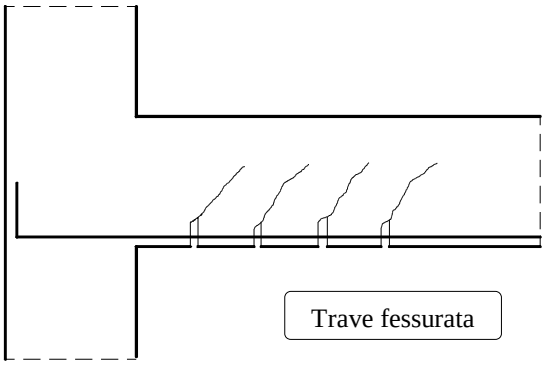
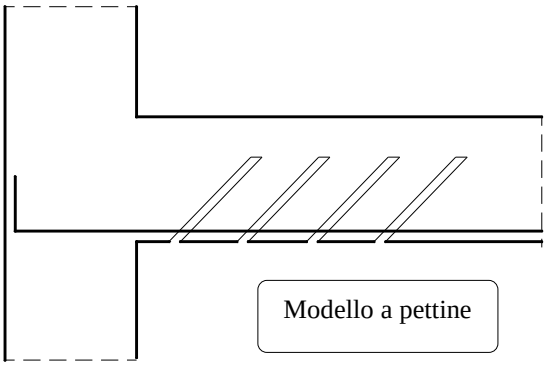


Fig. b – rottura del corrente compresso.

Per descrivere il comportamento a taglio in questa fase è stato proposto, nell'ambito dello stato limite ultimo, un modello detto "*a pettine*" che rappresenta un'evoluzione del traliccio di Mörsch, fino al metodo dell'inclinazione variabile del traliccio. Equivalente a quest'ultimo ai fini pratici, ma non concettualmente, è il modello della scuola danese dei "*campi di tensione*", il quale supera la limitazione introdotta dall'uso di aste "discrete" del traliccio al posto del reale "continuo" strutturale[2].
Il modello "*a pettine*" nasce dall'osservazione che una trave fessurata a taglio può essere schematizzata da un corrente compresso, corrispondente alla costola del pettine, e dagli elementi compresi tra le lesioni, corrispondenti ai denti del pettine, inclinati di θ rispetto alla costola.



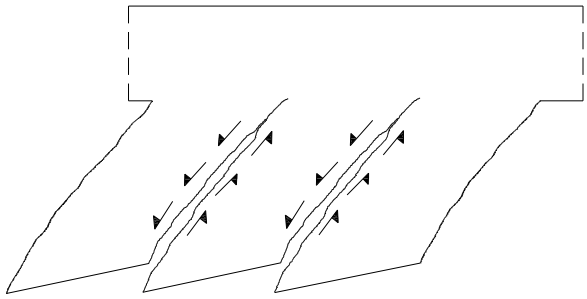


I denti del pettine sono attraversati, nella parte inferiore, dall'armatura disposta per la flessione. Essa è soggetta ad una forza di trazione proporzionale al momento flettente M e pari a $N_s = \frac{M}{z}$, essendo z il braccio della coppia interna ($z \cong 0{,}9 \cdot d$). Questa azione varia di sezione in sezione, al variare di M.
Gli studi sperimentali sulla rottura di sezioni in calcestruzzo non armate a taglio mostrano valori maggiori di quelli forniti dalle espressioni ricavate mediante il modello a pettine ($V_{Rd} = 0{,}25 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctd}$); ciò è dovuto alle seguenti cause:

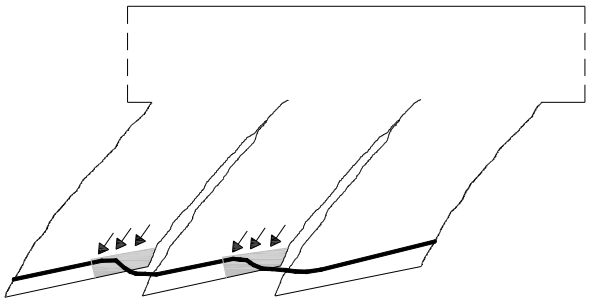
- <u>Ingranamento degli inerti.</u>
  Quando i denti del pettine si deformano a pressoflessione, lo scorrimento tra le due facce della fessura viene limitato dall'attrito dovuto alla scabrosità delle superfici e soprattutto dal contatto diretto tra gli inerti. Le azioni mutue così generate riducono l'entità del momento flettente e limitano la deformazione del dente. Questo effetto è particolarmente ri-

[2] Si veda l'articolo di Nielsen, Braestrup e Bach, "Analisi razionale del taglio in aste di calcestruzzo rinforzato", IABSE Proceedings P-15/78.

levante per travi basse, per le quali le fessure sono molto strette; al crescere dell'altezza della trave l'ampiezza delle fessure aumenta e l'effetto dell'ingranamento si riduce. Il contributo dell'ingranamento degli inerti è dato dal termine $k = 1{,}6 - d$.



- <u>Effetto spinotto o effetto bietta.</u>
  Lo scorrimento tra le due facce di una fessura comporta anche una deformazione dell'armatura flessionale, che però comporta il distaccamento in parte del calcestruzzo di ricoprimento. Il contributo delle barre longitudinali può essere quantizzato proprio valutando la resistenza del calcestruzzo di ricoprimento e dipende dalla quantità di armatura longitudinale disposta. Il contributo dell'effetto spinotto è dato dal termine $1{,}2 + 40 \cdot \rho_l$.



- <u>Effetto dello sforzo assiale.</u>
  La presenza di uno sforzo assiale di compressione incrementa la resistenza a taglio di una sezione in calcestruzzo non armata. Esso infatti provoca un aumento delle dimensioni del corrente superiore rendendone così più difficile la rottura; contemporaneamente i denti del modello a pettine vengono accorciati e si riduce in essi l'effetto flettente. Il contrario accade in presenza di trazione.

Sulla base di quanto fin qui scritto, l'EC2 al § 4.3.2.3 indica col simbolo V_{Rd1} il valore di calcolo della resistenza a taglio di un elemento strutturale privo di una specifica armatura a taglio; questa è data dall'espressione:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b \cdot d$$

dove:

$k = (1{,}6 - d) \geq 1$ in quanto mai più del 50% dell'armatura flessionale in trazione è interrotta;

$\rho_l = \dfrac{A_{sl}}{b \cdot d} \leq 0{,}02$ è la percentuale geometrica dell'armatura tesa che si estende, oltre la sezione considerata, per una lunghezza superiore a ($d + l_{b,net}$);

$\sigma_{cp} = \dfrac{N_{Sd}}{A_c}$ è la tensione media nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale.

Se risulta:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

la sezione non necessità di specifica armatura a taglio, si inseriranno comunque i minimi imposti da normativa. Se invece tale condizione non è soddisfatta occorre inserire un'apposita armatura resistente a taglio tale che $V_{Sd} \leq V_{Rd3}$ (definito in seguito).

Per elementi con armature a taglio verticali ($\alpha = 90°$), secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio indicato nell'EC 2 al § 4.3.2.4.4, le resistenze a taglio sono definite da:

- la massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura dalle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo risulta pari a:

$$V_{Rd2} = \frac{b \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

dove:

z è il braccio della coppia interna o braccio di leva, può essere assunto pari a 0,9 · d.

θ è l'angolo tra il puntone compresso e l'asse longitudinale della trave, con la seguente limitazione:

$$1 < \cot\theta < 2$$

v è il fattore di efficienza del puntone di calcestruzzo, pari a:

$$v = 0{,}7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0{,}5 \Rightarrow v = 0{,}7 - \frac{0{,}83 \cdot 35}{200} = 0{,}55475 > 0{,}5$$

Se l'elemento è soggetto ad una forza assiale di compressione, V_{Rd2} deve essere ridotto secondo la seguente espressione (EC2 § 4.3.2.2):

$$V_{Rd2,red} = 1{,}67 \cdot V_{Rd2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}}\right) \leq V_{Rd2}$$

dove:

$$\sigma_{cp,eff} = \frac{N_{Sd} - A_{s2} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{A_c}$$

è la tensione media efficace nel calcestruzzo dovuta alla sola forza assiale; A_{s2} è l'area di armatura che risulta compressa allo stato limite ultimo.

- la forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$

dove:

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe (EC2 § 5.4.2.2);

f_{ywd} è lo snervamento di calcolo delle armature a taglio, pari a f_{yd} .

Infine occorre rispettare la condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd}$$ [3]

Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min \begin{Bmatrix} V_{Rd2} \\ V_{Rd3} \end{Bmatrix}$$

ARMATURA TRAVERSALE MINIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA

In base a quanto affermato in EC2 § 5.4.2.2, corretto secondo il tipo di acciaio e le limitazioni del D.M. del 9 Gennaio 1996 Sez. II § A.4.2[4], deve essere disposto un quantitativo minimo di armatura a taglio pari a:

$$Rck = 35MPa \Rightarrow \rho_{w,\min} = 0{,}0012$$

SITUAZIONE ECCEZIONALE

In base a quanto affermato dall'O.P.C.M n° 3274 al § 5.5.2.3, nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto pari a una volta l'altezza utile della sezione trasversale (zona critica) per il CD"B", devono essere previste staffe di contenimento.

La prima staffa di contenimento deve distare non più di 50mm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 150mm;

quindi:

$$s_{\max} = \min \begin{Bmatrix} \frac{d}{4} \\ 150mm \end{Bmatrix}$$

ALTEZZA UTILE "d"

L'altezza utile "d" della sezione trasversale dell'elemento strutturale è data da:

$$c' = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_e}{2} = 20 + 8 + \frac{12}{2} = 34mm$$
$$d = h - c' = 530 - 34 = 496mm$$

---

[3] Se $V_{Rd2} > V_{Rd3}$ lo stato limite ultimo per taglio si configura con carattere di duttilità, per snervamento delle staffe.

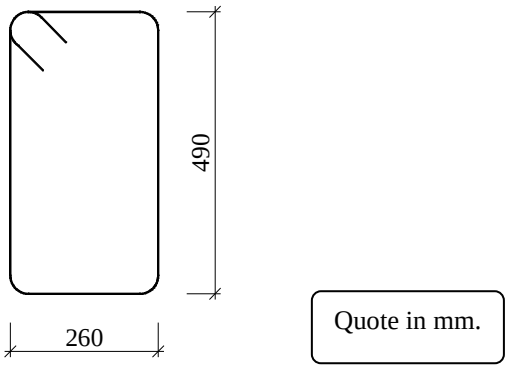
[4] $A_{sw,\ \min} = 0{,}1 \cdot \left(1 + 0{,}15 \cdot \frac{d}{b}\right) \cdot d \ \left[\frac{cm^2}{m}\right]$

STAFFE IMPIEGATE

Data la modesta entità dei carichi, si decide di impiegare, staffe verticali a due bracci di diametro pari a 8mm (l'O.P.C.M n° 3274 indica un diametro minimo di 6mm), pertanto:

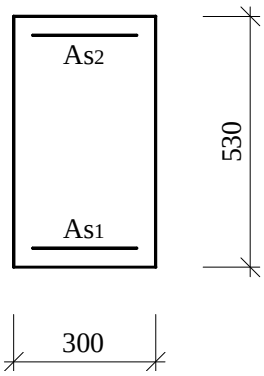
$$A_{sw} = 2 \cdot 1\phi 8 = 101 mm^2$$

Su disposizione di quanto indicato nell'O.P.C.M n° 3274 al § 5.5.2.3, le staffe rettangolari avranno ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità, come in figura:



CAMPATA 1 – 2

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 3 Ø 12 = 339 mm^2

A_{s1} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

$V_{Sd} = V_{max}$ = 32,25 kN

- Valore di calcolo della resistenza a taglio di un elemento strutturale privo di una specifica armatura a taglio:

$$k = (1{,}6 - d) \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}496 = 1{,}104 > 1$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \leq 0{,}02 \Rightarrow \rho_l = \frac{565}{300 \cdot 496} = 0{,}004 < 0{,}02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} = \frac{11{,}74 \cdot 10^3}{300 \cdot 530} = 0{,}074 MPa$$

quindi:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b \cdot d =$$
$$= \left[0{,}3 \cdot 0{,}104 \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0{,}004) + 0{,}15 \cdot 0{,}074\right] \cdot 300 \cdot 496 \cdot 10^{-3} = 68{,}676 kN$$

Siccome risulta:

$$V_{Sd} = 32{,}25kN < 68{,}676kN = V_{Rd1}$$

la sezione non necessità di specifica armatura a taglio, si inseriranno comunque i minimi imposti da normativa.

- Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura dalle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo ($\cot\theta = 2$):

$$V_{Rd2} = \frac{b \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{300 \cdot 0{,}9 \cdot 496 \cdot 0{,}55475 \cdot 18}{2 + \frac{1}{2}} \cdot 10^{-3} = 534{,}903kN$$

Essendo in presenza di una forza assiale di compressione, V_{Rd2} deve essere ridotto:

$$\sigma_{cp,eff} = \frac{N_{Sd} - A_{s2} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{A_c} = \frac{-11{,}74 \cdot 10^3 - 565 \cdot \frac{430}{1{,}15}}{300 \cdot 530} = -1{,}403MPa$$

$$V_{Rd2,red} = 1{,}67 \cdot V_{Rd2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}}\right) \le V_{Rd2} \Rightarrow V_{Rd2,red} = 1{,}67 \cdot 534{,}903 \cdot \left(1 - \frac{1{,}403}{18}\right) =$$
$$= 823{,}661kN > V_{Rd2} = 534{,}903kN$$

Si usa pertanto il valore calcolato in precedenza di $V_{Rd2} = 534{,}903kN$.

<u>REGIONI CRITICHE</u>

Per regioni critiche si intendono le zone in cui si potrebbero formare le cerniere plastiche. In generale tali zone si localizzano:

- in corrispondenza dei nodi trave – pilastro estendendosi per una lunghezza l_{cr} a partire dalle sezioni di estremità (a filo pilastro) della trave stessa. Per strutture in CD"B" secondo l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.3:

$$l_{cr} = d = 496mm$$

- in ogni altra sezione dove possa verificarsi lo snervamento dell'armatura metallica.

In tali regioni si dispone una armatura a taglio costituita da staffe verticali a due bracci di diametro[5] pari a 8mm con passo 100mm: Ø8/100.

[5] Secondo EC2 § 5.4.1.2.2, il diametro delle armature trasversali deve essere non minore di 6mm o di un quarto del diametro massimo delle barre longitudinali (12/4 = 3mm). Secondo l'O.P.C.M. n° 3274 al § 5.5.2.3, il diametro minimo è pari a 6mm.

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{101}{100} \cdot 0{,}9 \cdot 496 \cdot 374 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 337{,}246kN$$

Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min\begin{Bmatrix} V_{Rd2} = 534{,}903kN \\ V_{Rd3} = 337{,}246kN \end{Bmatrix} = 337{,}246kN$$

Essendo $V_{Rd2} > V_{Rd3}$ lo stato limite ultimo per taglio si configura con carattere di duttilità, per snervamento delle staffe; occorre inoltre verificare la condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \le \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{101 \cdot 374}{300 \cdot 100} \le \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \Rightarrow 1{,}26 < 5$$

L'armatura longitudinale tesa aggiuntiva a quella di flessione, visto che non si è effettuata la traslazione del diagramma del momento flettente, è fornita da:

$$A_{s,M-V} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \cot\theta$$

Nella condizione peggiore, campata 3 – 4 con $V_{Sd} = 52{,}2kN$, abbiamo:

$$A_{s,M-V} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot \frac{52{,}2 \cdot 10^3}{374} \cdot 2 = 139{,}57mm^2$$

Nella condizione di momento flettente massimo, incastro 3, abbiamo $M_{Sd} = -58{,}03kN \cdot m$, pertanto il momento di calcolo adimensionalizzato varrà:

$$\mu_{Sd} = \frac{|M_{Sd}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-58{,}03 \cdot 10^6|}{300 \cdot 496^2 \cdot 18} = 0{,}0489 < \mu_{\lim} = 0{,}252$$

Siccome risulta verificata la condizione $\mu_{Sd} < \mu_{\lim}$ la sezione sarà progettata a semplice armatura.
La percentuale meccanica di armatura principale (tesa) può essere ricavata con la seguente espressione:

$$\omega_{s,M} = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}0489 \cdot (1 + 0{,}0489) = 0{,}0513$$

L'armatura tesa minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s,M} = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}0513 \cdot 300 \cdot 496 \cdot 18}{374} = 367{,}4mm^2$$

Occorre vedere se l'armatura disposta soddisfa il bisogno del momento flettente e del taglio:

$$A_s \geq A_{s,M} + A_{s,M-V} \Rightarrow 565mm^2 \geq (367{,}4 + 139{,}57)mm^2 \Rightarrow 565mm^2 > 507mm^2$$

Verifica armatura trasversale minima:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \geq \rho_{w,\min} = 0{,}0012 \Rightarrow \rho_w = \frac{101}{100 \cdot 300} = 0{,}0034 > 0{,}0012 = \rho_{\min}$$

Siccome, nel caso peggiore, risulta verificata la condizione:

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rd2}}{5} \Rightarrow 52{,}2kN \leq \left(\frac{534{,}903}{5}\right)kN \Rightarrow 52{,}2kN < 106kN$$

il massimo passo trasversale dei bracci, secondo EC2 § 5.4.2.2 (9) è pari a:

$$s_{\max} = \min\begin{Bmatrix} d = 496mm \\ 800mm \end{Bmatrix} = 496mm$$

Nella regione critica abbiamo un passo pari a:

$$s = b - 2 \cdot c_{nom} - \phi_{staffe} = 300 - 2 \cdot 20 - 8 = 252mm < 496mm = s_{\max}$$

Siccome, nel caso peggiore, risulta verificata la condizione:

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rd2}}{5} \Rightarrow 52{,}2kN \leq \left(\frac{534{,}903}{5}\right)kN \Rightarrow 52{,}2kN < 106kN$$

e il passo massimo risulta ulteriormente limitato dalla necessità di controllare la fessurazione dovuta alle tensioni tangenziali, essendo verificata la condizione:

$$\frac{V_{Sd} - 3 \cdot V_{Rd1}}{\rho_w \cdot b \cdot d} \leq 50MPa \Rightarrow \frac{32{,}25 - 3 \cdot 68{,}676}{0{,}0034 \cdot 300 \cdot 496} = -0{,}34MPa < 50MPa$$

il massimo passo longitudinale, secondo l'EC2 § 5.4.2.2 (7), è pari a:

$$s_{\max,1} = \min\begin{Bmatrix} 0{,}8 \cdot d = 0{,}8 \cdot 496 = 396mm \\ 300mm \end{Bmatrix} = 300mm$$

il massimo passo longitudinale nella zona critica, secondo il la normativa italiana, è pari a:

$$s_{\max,2} = 12 \cdot \phi = 12 \cdot 12 = 144mm$$

In base a quanto affermato dall'O.P.C.M n° 3274 al § 5.5.2.3, nelle zone critiche il massimo passo longitudinale vale:

$$s_{\max,3} = \min\left\{\begin{matrix} \frac{d}{4} = \frac{496}{4} = 124mm \\ 150mm \end{matrix}\right\} = 124mm$$

In conclusione, sommando le limitazioni dell'EC2 e della normativa italiana, il massimo passo longitudinale è pari a:

$$s_{\max} = \min\left\{\begin{matrix} s_{\max,1} = 300mm \\ s_{\max,2} = 144mm \\ s_{\max,3} = 124mm \end{matrix}\right\} = 124mm$$

Nelle regioni critiche abbiamo un passo pari a:

$$s = 100mm < 124mm = s_{\max}$$

<u>ZONA CENTRALE</u>

La zona centrale della campata 1 – 2 presenta una lunghezza pari a:

$$l_c = l_{eff} - 2 \cdot l_{cr} = 2550 - 2 \cdot 496 = 1558mm$$

Si decide di adottare un'armatura a taglio costituita da Ø8/200.

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{101}{200} \cdot 0{,}9 \cdot 496 \cdot 374 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 168{,}623kN$$

Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min\left\{\begin{matrix} V_{Rd2} = 534{,}903kN \\ V_{Rd3} = 168{,}623kN \end{matrix}\right\} = 168{,}623kN$$

Essendo $V_{Rd2} > V_{Rd3}$ lo stato limite ultimo per taglio si configura con carattere di duttilità, per snervamento delle staffe; occorre inoltre verificare la condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \le \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{101 \cdot 374}{300 \cdot 200} \le \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \Rightarrow 0{,}63 < 5$$

L'armatura longitudinale tesa aggiuntiva a quella di flessione è già stata calcolata nel progetto/verifica delle zone critiche; i valori ottenuti valgono come verifica per l'intero elemento strutturale trave e pertanto non verranno più ripetuti.

Verifica armatura trasversale minima:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \geq \rho_{w,\min} = 0{,}0012 \Rightarrow \rho_w = \frac{101}{200 \cdot 300} = 0{,}0017 > 0{,}0012 = \rho_{\min}$$

Il massimo passo trasversale dei bracci è già stato verificato nelle zone critiche.

Siccome, nel caso peggiore, risulta verificata la condizione:

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rd2}}{5} \Rightarrow 52{,}2kN \leq \left(\frac{534{,}903}{5}\right)kN \Rightarrow 52{,}2kN < 106kN$$

e il passo massimo risulta ulteriormente limitato dalla necessità di controllare la fessurazione dovuta alle tensioni tangenziali, essendo verificata la condizione:

$$\frac{V_{Sd} - 3 \cdot V_{Rd1}}{\rho_w \cdot b \cdot d} \leq 50MPa \Rightarrow \frac{32{,}25 - 3 \cdot 68{,}676}{0{,}0034 \cdot 300 \cdot 496} = -0{,}34MPa < 50MPa$$

il massimo passo longitudinale, secondo l'EC2 § 5.4.2.2 (7), è pari a:

$$s_{\max} = \min\begin{Bmatrix} 0{,}8 \cdot d = 0{,}8 \cdot 496 = 396mm \\ 300mm \end{Bmatrix} = 300mm$$

Nella zona centrale abbiamo un passo pari a:

$$s = 200mm < 300mm = s_{\max}$$

CAMPATA 2 – 3

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione della campata 2 – 3 sono le stesse della sezione della campata 1 – 2 e rimanda a tale per i dati numerici.
Il massimo taglio sollecitante della campata 2 – 3 e pari a:

$$V_{Rd1} = 48{,}37kN$$

- Valore di calcolo della resistenza a taglio di un elemento strutturale privo di una specifica armatura a taglio:

  $$V_{Rd1} = 68{,}676kN$$

  Siccome risulta:

  $$V_{Sd} = 48{,}37kN < 68{,}676kN = V_{Rd1}$$

  la sezione non necessità di specifica armatura a taglio, si inseriranno comunque i minimi imposti da normativa.

REGIONI CRITICHE

In tali regioni si dispone una armatura a taglio identifica a quella disposta nelle regioni critiche della campata 1 – 2, costituita da staffe verticali a due bracci di diametro pari a 8mm con passo 100mm: Ø8/100.
Per le verifiche si rimanda a quanto a quanto fatto nella campata 1 – 2.

ZONA CENTRALE

La zona centrale della campata 2 – 3 presenta una lunghezza pari a:

$$l_c = l_{eff} - 2 \cdot l_{cr} = 2315 - 2 \cdot 496 = 1323mm$$

Si decide di adottare un'armatura a taglio costituita da Ø8/220.

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{101}{220} \cdot 0{,}9 \cdot 496 \cdot 374 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 153{,}294kN$$

Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min\begin{Bmatrix} V_{Rd2} = 534{,}903kN \\ V_{Rd3} = 153{,}294kN \end{Bmatrix} = 153{,}294kN$$

Essendo $V_{Rd2} > V_{Rd3}$ lo stato limite ultimo per taglio si configura con carattere di duttilità, per snervamento delle staffe; occorre inoltre verificare la condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \le \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{101 \cdot 374}{300 \cdot 220} \le \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \Rightarrow 0{,}57 < 5$$

L'armatura longitudinale tesa aggiuntiva a quella di flessione è già stata calcolata nel progetto/verifica delle zone critiche della campata 1 – 2; i valori ottenuti valgono come verifica per l'intero elemento strutturale trave e pertanto non verranno più ripetuti.

Verifica armatura trasversale minima:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \ge \rho_{w,\min} = 0{,}0012 \Rightarrow \rho_w = \frac{101}{220 \cdot 300} = 0{,}0015 > 0{,}0012 = \rho_{\min}$$

Il massimo passo trasversale dei bracci è già stato verificato nelle zone critiche della campata 1 – 2; i valori ottenuti valgono come verifica per l'intero elemento strutturale trave e pertanto non verranno più ripetuti.

Siccome, nel caso peggiore, risulta verificata la condizione:

$$V_{Sd} \le \frac{V_{Rd2}}{5} \Rightarrow 52{,}2kN \le \left(\frac{534{,}903}{5}\right)kN \Rightarrow 52{,}2kN < 106kN$$

e il passo massimo risulta ulteriormente limitato dalla necessità di controllare la fessurazione dovuta alle tensioni tangenziali, essendo verificata la condizione:

$$\frac{V_{Sd} - 3 \cdot V_{Rd1}}{\rho_w \cdot b \cdot d} \leq 50MPa \Rightarrow \frac{48{,}37 - 3 \cdot 68{,}676}{0{,}0015 \cdot 300 \cdot 496} = -0{,}71MPa < 50MPa$$

il massimo passo longitudinale, secondo l'EC2 § 5.4.2.2 (7), è pari a:

$$s_{\max} = \min\begin{Bmatrix} 0{,}8 \cdot d = 0{,}8 \cdot 496 = 396mm \\ 300mm \end{Bmatrix} = 300mm$$

Nella zona centrale abbiamo un passo pari a:

$$s = 220mm < 300mm = s_{\max}$$

CAMPATA 3 – 4

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione della campata 3 – 4 sono le stesse della sezione della campata 1 – 2 e rimanda a tale per i dati numerici.
Il massimo taglio sollecitante della campata 3 – 4 e pari a:

$$V_{Rd1} = 52{,}2kN$$

- Valore di calcolo della resistenza a taglio di un elemento strutturale privo di una specifica armatura a taglio:

  $$V_{Rd1} = 68{,}676kN$$

  Siccome risulta:

  $$V_{Sd} = 52{,}2kN < 68{,}676kN = V_{Rd1}$$

  la sezione non necessità di specifica armatura a taglio, si inseriranno comunque i minimi imposti da normativa.

<u>REGIONI CRITICHE</u>

In tali regioni si dispone una armatura a taglio identifica a quella disposta nelle regioni critiche della campata 1 – 2, costituita da staffe verticali a due bracci di diametro pari a 8mm con passo 100mm: Ø8/100.
Per le verifiche si rimanda a quanto a quanto fatto nella campata 1 – 2.

<u>ZONA CENTRALE</u>

La zona centrale della campata 3 – 4 presenta una lunghezza pari a:

$$l_c = l_{eff} - 2 \cdot l_{cr} = 2065 - 2 \cdot 496 = 1073mm$$

Si decide di adottare un'armatura a taglio costituita da Ø8/200.
Per le verifiche si rimanda a quanto già fatta nella campata 1 – 2.

CAMPATA 4 – 5

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione della campata 4 – 5 sono le stesse della sezione della campata 1 – 2 e rimanda a tale per i dati numerici.
Il massimo taglio sollecitante della campata 4 – 5 e pari a:

$$V_{Rd1} = 33{,}16kN$$

- Valore di calcolo della resistenza a taglio di un elemento strutturale privo di una specifica armatura a taglio:

  $$V_{Rd1} = 68{,}676kN$$

  Siccome risulta:

  $$V_{Sd} = 33{,}16kN < 68{,}676kN = V_{Rd1}$$

  la sezione non necessità di specifica armatura a taglio, si inseriranno comunque i minimi imposti da normativa.

<u>REGIONI CRITICHE</u>

In tali regioni si dispone una armatura a taglio identifica a quella disposta nelle regioni critiche della campata 1 – 2, costituita da staffe verticali a due bracci di diametro pari a 8mm con passo 100mm: Ø8/100.
Per le verifiche si rimanda a quanto a quanto fatto nella campata 1 – 2.

<u>ZONA CENTRALE</u>

La zona centrale della campata 4 – 5 presenta una lunghezza pari a:

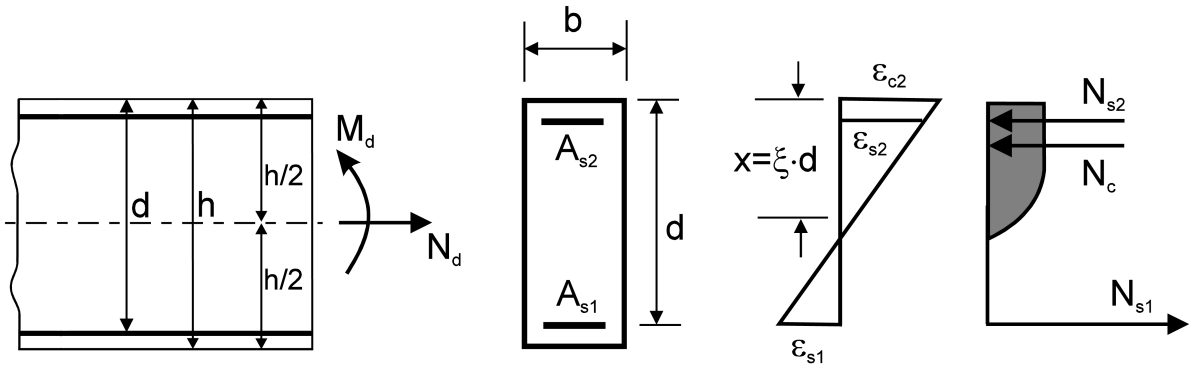
$$l_c = l_{eff} - 2 \cdot l_{cr} = 4000 - 2 \cdot 496 = 3008mm$$

Si decide di adottare un'armatura a taglio costituita da Ø8/200.
Per le verifiche si rimanda a quanto già fatta nella campata 1 – 2.

5. VERIFICA DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

Il procedimento generale per la verifica a flessione allo stato limite ultimo, consiste nell'esprimere la risultante delle tensioni di compressione e trazione in funzione della posizione dell'asse neutro e calcolare la distanza di quest'ultimo dal lato delle fibre compresse imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale; ossia:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd}$$



Infine determinare il momento resistente della sezione imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa:

$$M_{Rd} = N_{s2} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)$$

La condizione di verifica è la seguente:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

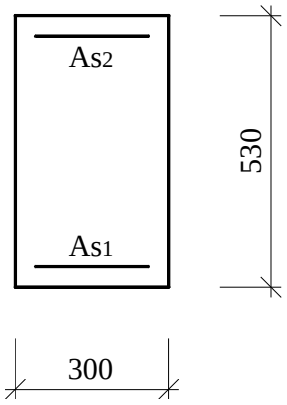
avendo già imposto:

$$N_{Rd} = N_{Sd}$$

Per maggiori chiarimenti si rimanda a quanto già trattato nella verifica della nervatura del solaio.

SEZIONE 1 (incastri)

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

A_{s1} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

d = 496 mm

c' = 34 mm

SLU + coincide con SLU -

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultante delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -565 \cdot \frac{x - 34}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$
$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 565 \cdot 374 = 211'310N$$

come scritto in precedenza la forza assiale di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 40{,}278mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 40{,}278 = -149'663N$$
$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -565 \cdot \frac{40{,}278 - 34}{40{,}278} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = -61'647N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s1}) ottengo il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = \pm[N_{s2} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \pm\left[-61'647 \cdot (496 - 34) - 149'663 \cdot \left(496 - \frac{99}{238} \cdot 40{,}278\right)\right] \cdot 10^{-6} = \pm 100{,}206kN \cdot m$$

Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{40{,}278}{496} = 0{,}08 < 0{,}45$$

Verifica dell'armatura longitudinale:
- condizione persistente/transitoria (EC2 § 5.4.2.1.4):

$$A_{s,tot} \le 0{,}03 \cdot A_c$$

dove:

$A_{s,tot}$ è l'area totale dell'armatura longitudinale presente nella sezione, pari a:

$$A_{s,tot} = A_{s1} + A_{s2}$$

A_c è l'area totale della sezione trasversale di calcestruzzo, pari a :

$$A_c = (b \cdot h) - A_{s,tot}$$

Pertanto:

$$A_{s,tot} = A_{s1} + A_{s2} = 565 + 565 = 1'131 mm^2$$ [6]

$$A_c = (b \cdot h) - A_{s,tot} = (300 \cdot 530) - 1131 = 157'869 mm^2$$

$$A_{s,tot} \leq 0{,}03 \cdot A_c \Rightarrow 1'131 mm^2 \leq (0{,}03 \cdot 157'869) mm^2 \Rightarrow 1'131 mm^2 < 4'736 mm^2$$

Secondo quanto affermato in EC2 § 4.3.2.4.4 (5)(6), per tener conto della concomitante combinazione di momento flettente e taglio, secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio, assunto $\cot\theta = 2$, l'armatura longitudinale deve essere prolungata oltre la sezione considerata di una quantità pari a:

$$a_l = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot d) \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot 496) \cdot 2 = 446{,}4 mm$$

- condizione eccezionale (O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.2):

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ , ρ_{comp} sono i rapporti geometrici di armatura relativi all'armatura tesa ed a quella compressa, pari a:

$$\rho = \rho_{comp} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{565}{300 \cdot 496} = 0{,}0038$$

Pertanto:

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}} \Rightarrow \frac{1{,}4}{430} < 0{,}0038 < 0{,}0038 + \frac{3{,}5}{430} \Rightarrow 0{,}0033 < 0{,}0038 < 0{,}012$$

Almeno due barre di diametro non inferiore a 12 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave; nel caso in esame abbiamo 3Ø12mm superiormente e 5Ø12mm inferiormente.

A ciascuna estremità collegata con pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale di armatura compressa non deve essere minore

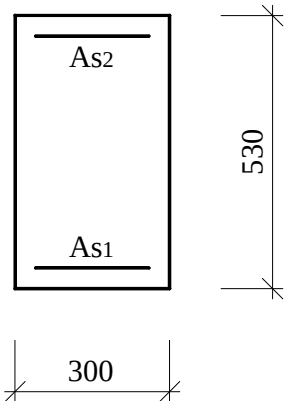
[6] L'area di 10Ø12mm è pari a 1131mm^2.

della metà di quella tesa nella stessa sezione; nel caso in esame, nella condizione peggiore, la percentuale minima di armatura compressa è pari al 60% di quella tesa.

Almeno un quarto dell'armatura superiore necessaria alle estremità della trave deve essere mantenuta per tutto il bordo superiore della trave; nel caso in esame vengono mantenuti per tutto il bordo superiore della trave 3 dei 5Ø12mm, ossia il 60%.

SEZIONE 2 (campate)

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 3 Ø 12 = 339 mm^2

A_{s1} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

d = 496 mm

c' = 34 mm

u = A_{s2} / A_{s1} = 0,6 (A_{s2} = 60% A_{s1})

SLU +

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultante delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -339 \cdot \frac{x - 34}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 565 \cdot 374 = 211'310 N$$

come scritto in precedenza la forza assiale di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 43{,}232 mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 43{,}232 = -160'637 N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -339 \cdot \frac{43{,}232 - 34}{43{,}232} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = -50'673N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s1}) ottengo il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = -[N_{s2} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= -\left[-50'673 \cdot (496 - 34) - 160'637 \cdot \left(496 - \frac{99}{238} \cdot 43{,}232\right)\right] \cdot 10^{-6} = 100{,}198kN \cdot m$$

Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{43{,}232}{496} = 0{,}087 < 0{,}45$$

Verifica dell'armatura longitudinale:

- condizione persistente/transitoria (EC2 § 5.4.2.1.4):

$$A_{s,tot} \le 0{,}03 \cdot A_c$$

dove:

$A_{s,tot}$ è l'area totale dell'armatura longitudinale presente nella sezione, pari a:

$$A_{s,tot} = A_{s1} + A_{s2}$$

A_c è l'area totale della sezione trasversale di calcestruzzo, pari a :

$$A_c = (b \cdot h) - A_{s,tot}$$

Pertanto:

$$A_{s,tot} = A_{s1} + A_{s2} = 565 + 339 = 904mm^2$$
$$A_c = (b \cdot h) - A_{s,tot} = (300 \cdot 530) - 904 = 158'096mm^2$$
$$A_{s,tot} \le 0{,}03 \cdot A_c \Rightarrow 904mm^2 \le (0{,}03 \cdot 158'096)mm^2 \Rightarrow 904mm^2 < 4'742mm^2$$

Secondo quanto affermato in EC2 § 4.3.2.4.4 (5)(6), per tener conto della concomitante combinazione di momento flettente e taglio, secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio, assunto $\cot\theta = 2$, l'armatura longitudinale deve essere prolungata oltre la sezione considerata di una quantità pari a:

$$a_l = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot d) \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot 496) \cdot 2 = 446{,}4mm$$

- condizione eccezionale (O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.2):

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ , ρ_{comp} sono i rapporti geometrici di armatura relativi all'armatura tesa ed a quella compressa, pari a:

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{565}{300 \cdot 496} = 0{,}0038$$
$$\rho = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = \frac{339}{300 \cdot 496} = 0{,}0023$$

Pertanto:

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}} \Rightarrow \frac{1{,}4}{430} < 0{,}0038 < 0{,}0023 + \frac{3{,}5}{430} \Rightarrow 0{,}0033 < 0{,}0038 < 0{,}01$$

Almeno due barre di diametro non inferiore a 12 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave; nel caso in esame abbiamo 3Ø12mm superiormente e 5Ø12mm inferiormente.

A ciascuna estremità collegata con pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale di armatura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione; nel caso in esame, nella condizione peggiore, la percentuale minima di armatura compressa è pari al 60% di quella tesa.

Almeno un quarto dell'armatura superiore necessaria alle estremità della trave deve essere mantenuta per tutto il bordo superiore della trave; nel caso in esame vengono mantenuti per tutto il bordo superiore della trave 3 dei 5Ø12mm, ossia il 60%.

SLU -

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultante delle tensioni nelle armature (A_{s2} snervata):

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -565 \cdot \frac{x - 34}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$
$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 339 \cdot 374 = 126'786 N$$

come scritto in precedenza la forza assiale di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 34{,}029 mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 34{,}029 = -126'444N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -339 \cdot \frac{34{,}029 - 34}{34{,}029} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 = -342N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s1}) ottengo il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[-342 \cdot (496 - 34) - 126'444 \cdot \left(496 - \frac{99}{238} \cdot 34{,}029 \right) \right] \cdot 10^{-6} = -61{,}084 kN \cdot m$$

Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{34{,}029}{496} = 0{,}0686 < 0{,}45$$

Verifica dell'armatura longitudinale già effettuata nel caso di stato limite ultimo positivo.

6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO

Per le verifiche ai vari stati limite di esercizio valgono le ipotesi semplificative già espresse nella verifica della nervatura del solaio tipo.
Si rammenda solo che, come già evidenziato in precedenza, gli effetti dell'azione sismica sono considerati solo nella combinazione di carico eccezionale.
Nelle verifiche agli stati limite di esercizio i carichi permanenti sono sempre considerati con il loro valore caratteristico; per quanto riguarda i carichi variabili, si distinguono tre combinazioni di carico differenti, corrispondenti a diverse probabilità di occorrenza:

- combinazioni rare:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

- combinazioni frequenti:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

- combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

6.1. SOLLECITAZIONI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

I carichi da prendere in considerazione (permanenti e variabili) nelle varie combinazioni sono già stati definiti per il calcolo delle sollecitazioni allo stato limite ultimo. Si riportano solo quelli relativi alla trave in esame:

$$G_k = 7{,}701 \frac{kN}{m}$$

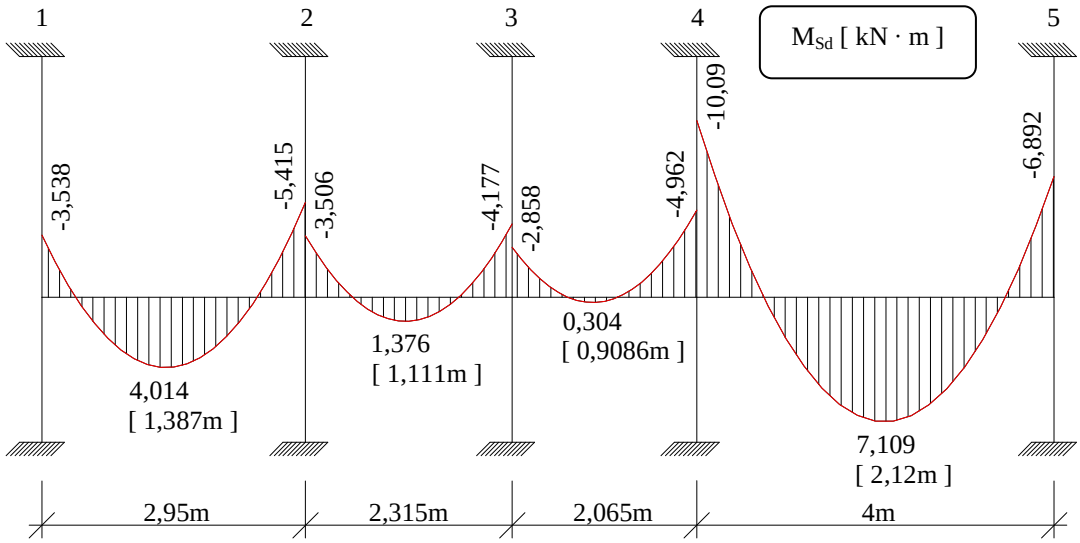
$$Q_{k,vento} = 12{,}974 kN$$

$$Q_{k,accidentale} = 0{,}4 \frac{kN}{m}$$

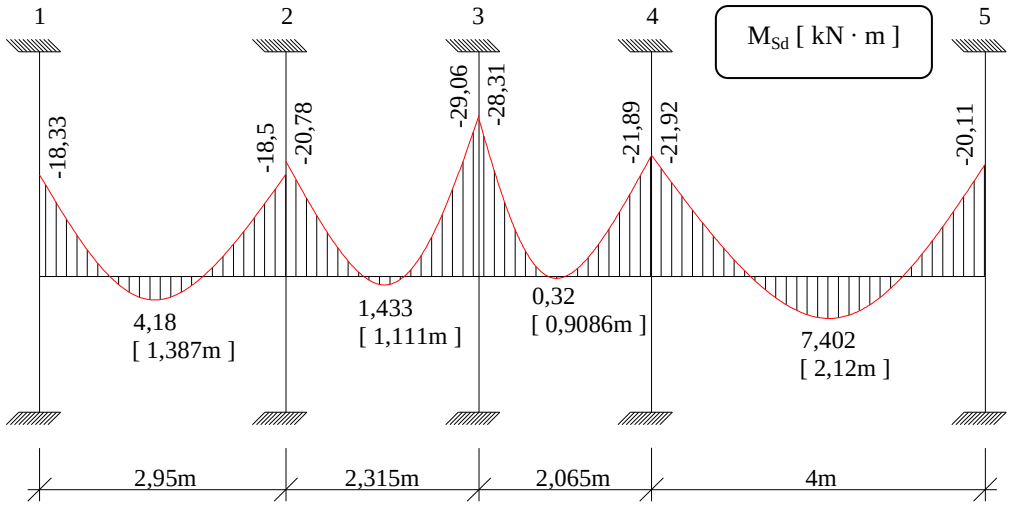
Gli stati limite d'esercizio che interessa esaminare sono definiti dalle combinazioni:

- quasi permanente: $F_d = G_k + 0{,}2 \cdot Q_{k,accidentale}$
- rara: $F_d = G_k + \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0{,}7 \\ 0{,}7 \end{Bmatrix} \cdot Q_{k,accidentale} + \begin{Bmatrix} 0{,}7 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \cdot Q_{k,vento}$

I diagrammi d'inviluppo delle sollecitazioni di momento flettente, per le varie combinazioni, sono riportati di seguito.



Combinazione quasi permanente delle azioni.



Combinazione rara delle azioni.

6.2. LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Fare riferimento a quanto già espresso nella verifica della nervatura del solaio tipo.
I limiti da rispettare, per le strutture o parti di esse esposte ad ambiente di cui alle classi 1 e 2 del Prospetto 4.1, sono riportati in EC2 § 4.4.1.1 e sono:

- tensioni di compressione nel calcestruzzo:
  - combinazione di carico rara:

$$0{,}6 \cdot f_{ck} = 0{,}6 \cdot (0{,}83 \cdot 35) = 17{,}43 MPa$$

  - combinazione di carico quasi permanente:

$$0{,}45 \cdot f_{ck} = 0{,}45 \cdot (0{,}83 \cdot 35) = 13{,}0725 MPa$$

- tensioni di trazione nell'acciaio, per le armature ordinarie:
  - combinazione di carico rara:

$$0{,}7 \cdot f_{yk} = 0{,}7 \cdot 430 = 301 MPa$$

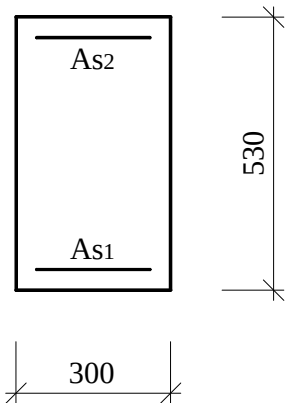
Di seguito vengono verificate solo le situazioni omogenee più sollecitate.

COMBINAZIONE RARA

- Il momento massimo negativo si ha nel nodo 3 e vale:

$$M^{-}_{\max} = -29{,}06 kN \cdot m$$

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

A_{s1} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

d = 496 mm

c' = 34 mm

Armatura longitudinale totale: $A_{s,tot} = A_{s1} + A_{s2} = 565 + 565 = 1'131 mm^2$ [7]

Posizione dell'asse neutro:

$$\psi = \frac{A_{s2} \cdot d + A_{s1} \cdot c'}{A_{s,tot}} = \frac{h}{2} = \frac{530}{2} = 265 mm$$

$$x = \frac{n \cdot A_{s,tot}}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot \psi}{n \cdot A_{s,tot}}} \right] =$$

$$= \frac{15 \cdot 1'131}{300} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 300 \cdot 265}{15 \cdot 1'131}} \right] = 125{,}575 mm$$

Momento d'inerzia:

$$J_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s1} \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_{s2} \cdot (d - x)^2 =$$

$$= \frac{300 \cdot 125{,}575^3}{3} + 15 \cdot 565 \cdot (125{,}575 - 34)^2 + 15 \cdot 565 \cdot (496 - 125{,}575)^2 =$$

$$= 1'431'985'834 mm^4$$

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = |M_{Sd}| \cdot \frac{x}{J_i} = |-29{,}06 \cdot 10^6| \cdot \frac{125{,}575}{1'431'985'834} = 2{,}55 MPa < 17{,}43 MPa$$

[7] Le armature longitudinali totali equivalgono a 10Ø12mm, che hanno un'area di 1'131mm^2.

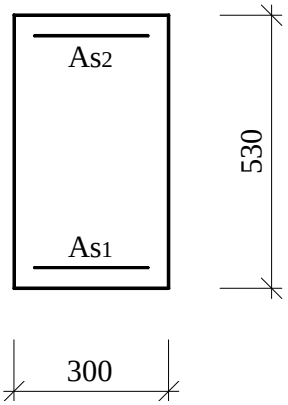
Tensione massima di trazione nell'acciaio:

$$\sigma_{s2} = n \cdot |M_{Sd}| \cdot \frac{d-x}{J_i} =$$
$$= 15 \cdot \left| -29{,}06 \cdot 10^6 \right| \cdot \frac{496 - 125{,}575}{1'431'985'834} = 113MPa < 301MPa$$

- Il momento massimo positivo si ha nella campata 4 – 5 e vale:

$$M^{+}_{\max} = 7{,}402 kN \cdot m$$

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 3 Ø 12 = 339 mm^2

A_{s1} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

d = 496 mm

c' = 34 mm

Armatura longitudinale totale: $A_{s,tot} = A_{s1} + A_{s2} = 565 + 339 = 904 mm^2$

Posizione dell'asse neutro:

$$\psi = \frac{A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot c'}{A_{s,tot}} = \frac{565 \cdot 496 + 339 \cdot 34}{904} = 322{,}75 mm$$

$$x = \frac{n \cdot A_{s,tot}}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot \psi}{n \cdot A_{s,tot}}} \right] =$$
$$= \frac{15 \cdot 904}{300} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 300 \cdot 322{,}75}{15 \cdot 904}} \right] = 131{,}491 mm$$

Momento d'inerzia:

$$J_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 =$$
$$= \frac{300 \cdot 131{,}491^3}{3} + 15 \cdot 339 \cdot (131{,}491 - 34)^2 + 15 \cdot 565 \cdot (496 - 131{,}491)^2 =$$
$$= 1'401'722'983 mm^4$$

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = \left|M_{Sd}\right| \cdot \frac{x}{J_i} = \left|7{,}402 \cdot 10^6\right| \cdot \frac{131{,}491}{1'401'722'983} = 0{,}7MPa < 17{,}43MPa$$

Tensione massima di trazione nell'acciaio:

$$\sigma_{s1} = n \cdot \left|M_{Sd}\right| \cdot \frac{d-x}{J_i} =$$

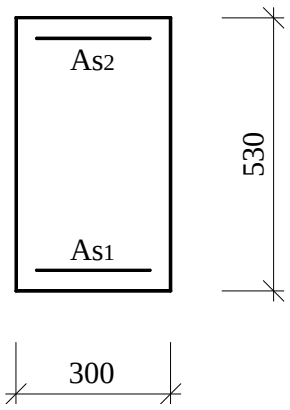
$$= 15 \cdot \left|7{,}402 \cdot 10^6\right| \cdot \frac{496-131{,}491}{1'401'722'983} = 29MPa < 301MPa$$

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

- Il momento massimo negativo si ha nel nodo 4 e vale:

$$M^{-}_{\max} = -10{,}09kN \cdot m$$

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

A_{s1} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

d = 496 mm

c' = 34 mm

Armatura longitudinale totale: $A_{s,tot} = A_{s1} + A_{s2} = 565 + 565 = 1'131mm^2$

Posizione dell'asse neutro:

$$\psi = \frac{A_{s2} \cdot d + A_{s1} \cdot c'}{A_{s,tot}} = \frac{h}{2} = \frac{530}{2} = 265mm$$

$$x = \frac{n \cdot A_{s,tot}}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot \psi}{n \cdot A_{s,tot}}}\right] =$$

$$= \frac{15 \cdot 1'131}{300} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 300 \cdot 265}{15 \cdot 1'131}}\right] = 125{,}575mm$$

Momento d'inerzia:

$$J_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s1} \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_{s2} \cdot (d - x)^2 =$$
$$= \frac{300 \cdot 125{,}575^3}{3} + 15 \cdot 565 \cdot (125{,}575 - 34)^2 + 15 \cdot 565 \cdot (496 - 125{,}575)^2 =$$
$$= 1'431'985'834 mm^4$$

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = |M_{Sd}| \cdot \frac{x}{J_i} = |-10{,}09 \cdot 10^6| \cdot \frac{125{,}575}{1'431'985'834} = 0{,}9 MPa < 13{,}0725 MPa$$

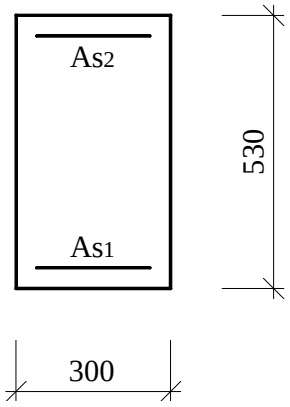
Tensione massima di trazione nell'acciaio, necessaria per la verifica a fessurazione col metodo semplificato:

$$\sigma_{s2} = n \cdot |M_{Sd}| \cdot \frac{d - x}{J_i} =$$
$$= 15 \cdot |-10{,}09 \cdot 10^6| \cdot \frac{496 - 125{,}575}{1'431'985'834} = 39{,}2 MPa$$

- Il momento massimo positivo si ha nella campata 4 – 5 e vale:

$$M^+_{\max} = 7{,}109 kN \cdot m$$

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 3 Ø 12 = 339 mm^2

A_{s1} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

d = 496 mm

c' = 34 mm

Armatura longitudinale totale: $A_{s,tot} = A_{s1} + A_{s2} = 565 + 339 = 904 mm^2$

Posizione dell'asse neutro:

$$\psi = \frac{A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot c'}{A_{s,tot}} = \frac{565 \cdot 496 + 339 \cdot 34}{904} = 322{,}75 mm$$

$$x = \frac{n \cdot A_{s,tot}}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot \psi}{n \cdot A_{s,tot}}} \right] =$$

$$= \frac{15 \cdot 904}{300} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 300 \cdot 322,75}{15 \cdot 904}} \right] = 131,491 mm$$

Momento d'inerzia:

$$J_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 =$$
$$= \frac{300 \cdot 131,491^3}{3} + 15 \cdot 339 \cdot (131,491 - 34)^2 + 15 \cdot 565 \cdot (496 - 131,491)^2 =$$
$$= 1'401'722'983 mm^4$$

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = |M_{Sd}| \cdot \frac{x}{J_i} = |7,109 \cdot 10^6| \cdot \frac{131,491}{1'401'722'983} = 0,7 MPa < 13,0725 MPa$$

Tensione massima di trazione nell'acciaio, necessaria per la verifica a fessurazione col metodo semplificato:

$$\sigma_{s1} = n \cdot |M_{Sd}| \cdot \frac{d - x}{J_i} =$$
$$= 15 \cdot |7,109 \cdot 10^6| \cdot \frac{496 - 131,491}{1'401'722'983} = 27,73 MPa$$

La verifica delle limitazioni delle tensioni in esercizio risulta soddisfatta.

6.3. FESSURAZIONE DEL CALCESTRUZZO

Si faccia riferimento a quanto già detto nella verifica della nervatura del solaio tipo.

<u>AREA MINIMA DI ARMATURA NELLA ZONA TESA</u>
Secondo quanto affermato in EC2 § 4.4.2.2 la quantità minima di armatura ancorata sufficiente ad assicurare che non si abbia snervamento dell'armatura finché non sia superato il carico di fessurazione risulta pari a:

$$A_{s,\min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

dove:

- k_c è il coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione subito prima della fessurazione, vale 4 per flessione senza forza di compressione assiale;
- k è il coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto – equilibrate non uniformi, si assume pari a 1 (valore più gravoso);
- $f_{ct,eff}$ è la resistenza efficace a trazione del calcestruzzo al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure, viene assunta pari a 3 MPa;

A_{ct} è l'area di calcestruzzo nella zona tesa, subito prima della formazione della fessura: rappresenta l'area di calcestruzzo teso delimitata dall'asse neutro in condizioni di sezione interamente reagente (combinazione quasi permanente delle azioni);

σ_s è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura, viene assunta pari al 90% della tensione di snervamento dell'armatura:

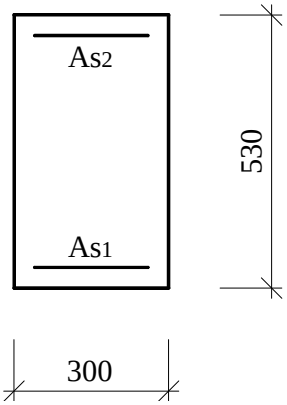
$$\sigma_s = 0{,}9 \cdot f_{yk} = 0{,}9 \cdot 430 = 387 MPa$$

Quindi:

$$A_{s,\min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0{,}4 \cdot 1 \cdot 3 \cdot A_{ct}}{387} = \frac{2}{645} \cdot A_{ct}$$

INCASTRI (SLU -)

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

A_{s1} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

d = 496 mm

c' = 34 mm

x = 125,575 mm

L'area di calcestruzzo nella zona tesa è pari a: $A_{ct} = b \cdot (h - x)$

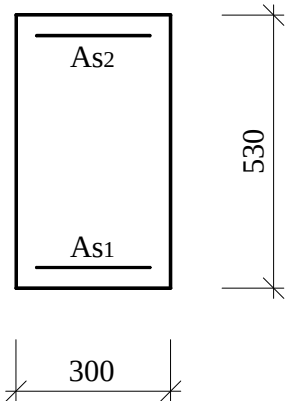
L'area minima di armatura nella zona tesa è pari a:

$$A_{s,\min} = \frac{2}{645} \cdot A_{ct} = \frac{2}{645} \cdot [300 \cdot (530 - 125{,}575)] =$$
$$= 376{,}21 mm^2 < 565 mm^2 = A_{s2}$$

La condizione risulta soddisfatta.

CAMPATE (SLU +)

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 3 Ø 12 = 339 mm^2

A_{s1} = 5 Ø 12 = 565 mm^2

d = 496 mm

c' = 34 mm

x = 131,491 mm

L'area di calcestruzzo nella zona tesa è pari a: $A_{ct} = b \cdot (h - x)$

L'area minima di armatura nella zona tesa è pari a:

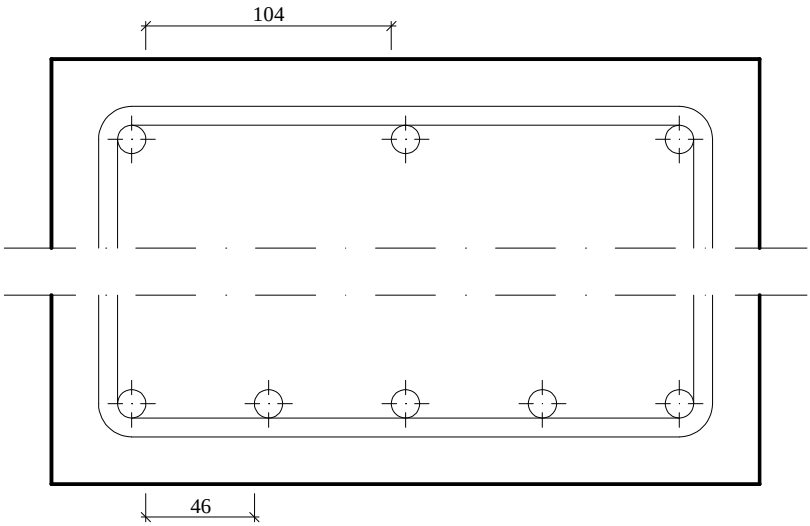
$$A_{s,\min} = \frac{2}{645} \cdot A_{ct} = \frac{2}{645} \cdot [300 \cdot (530 - 131{,}491)] =$$
$$= 371 mm^2 < 565 mm^2 = A_{s1}$$

La condizione risulta soddisfatta.

Per poter usufruire dei Prospetti 4.11 (diametri massimi) e 4.12 (spaziature massime) dell'EC2 § 4.4.2.3 occorre conoscere la tensione nell'armatura tesa nella combinazione quasi permanente dei carichi. Il massimo valore di tale tensione si ottiene con la sezione del nodo 4 e vale 39,2 MPa. Siccome i Prospetti partono da un valore minimo di tale tensione pari a 160 MPa, si decide di utilizzare le limitazioni imposte da tale tensione, quindi:

$$\phi_{\max} = 32mm > 12mm$$
$$d_{\max} = 300mm > \begin{Bmatrix} 46mm \\ 104mm \end{Bmatrix} = d_b$$

Come in figura:



6.4. DEFORMAZIONE DELLA STRUTTURA

L'EC2 al § 4.4.3.1 ed anche il Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996 al § 4.3.3, non forniscono in maniera diretta i limiti di deformabilità degli elementi strutturali.

La norma italiana, al § 4.3.3.3, impone che per travi a sezione rettangolare o assimilabili e per luci fino a 10m, qualora la verifica allo stato limite ultimo non sia effettuata con calcolo rigido plastico, si potrà omettere la verifica allo stato limite di deformazione purché i rapporti di snellezza limite (luce/altezza totale) risultino non superiori a limiti fissati.

L'EC2 fa però riferimento alla norma internazionale ISO 4356 la quale indica i valori massimi di deformazione validi per edifici di uso comune.

L'EC2 al § 4.4.3.2 indica i casi in cui il calcolo delle deformazioni può essere omesso: per tutti i casi comuni basta rispettare i rapporti luce/altezza utile del Prospetto 4.14 opportunamente corretti per i casi indicati al punto 3 (sezioni a T, luci > 7m, piastre senza nervature con l_{eff} > 8,5m) e con l'accorgimento dettato al punto 4[8] (moltiplicare i valori di l/d per $250/\sigma_s$, tensione calcolata per la combinazione dei carichi frequente).
Nel Prospetto 4.14 gli elementi strutturali sono classificati come:

- calcestruzzo poco sollecitato, se $\rho < 0{,}5\%$;
- calcestruzzo molto sollecitato, se $\rho > 1{,}5\%$;

per percentuali geometriche di armatura comprese tra i limiti è ammessa l'interpolazione lineare.

L'elemento trave risulta avere una percentuale geometrica di armatura pari a.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{565}{300 \cdot 496} = 0{,}0038$$

Siccome $\rho = 0{,}0035 < 0{,}005$ il calcestruzzo risulta essere poco sollecitato; in funzione del sistema strutturale abbiamo le seguenti limitazioni del rapporto luce/altezza utile:

- campata terminale di travi continue: $\frac{l}{d} \leq 32$;
- campata intermedia di travi continue: $\frac{l}{d} \leq 35$.

Le verifiche sono riportate in tabella:

CAMPATA	LUCE [m]	ALTEZZA UTILE [m]	l/d	CONDIZIONE DI VERIFICA	
Incastro 1 - incastro 2	2,95	0,496	5,9	<	32
Incastro 2 - incastro 3	2,315	0,496	4,7	<	35
Incastro 3 - incastro 4	2,065	0,496	4,2	<	35
Incastro 4 - incastro 5	4	0,496	8,1	<	32

[8] Vedere quanto espresso nella verifica della nervatura del solaio tipo.

Inoltre nel caso in cui gli elementi siano destinati a portare pareti divisorie dovrà altresì verificarsi il rispetto della condizione:

$$\frac{l}{h} \leq \frac{150}{l}$$

ossia:

CAMPATA	LUCE [m]	ALTEZZA UTILE [m]	l/d	150/l
Incastro 1 - incastro 2	2,95	0,496	5,9	50,8
Incastro 2 - incastro 3	2,315	0,496	4,7	64,8
Incastro 3 - incastro 4	2,065	0,496	4,2	72,6
Incastro 4 - incastro 5	4	0,496	8,1	37,5

I risultati evidenziano che la verifica allo stato limite di esercizio di limitazione delle deformazioni della struttura è ovunque soddisfatta.

7. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

L'EC 2 al § 5.2 fornisce indicazioni circa le disposizioni costruttive inerenti l'acciaio per calcestruzzo armato. Tali disposizioni sono condizione necessaria al raggiungimento ed al mantenimento nel tempo delle caratteristiche prestazionali richieste alla struttura; esse riguardano:

- la massima distanza tra le barre di armatura, che deve essere tale da consentire messa in opera e compattazione del calcestruzzo soddisfacenti e da garantire lo sviluppo di adeguata aderenza tra le barre di armatura ed il calcestruzzo che le avvolge;
- il diametro minimo di piegatura di una barra, che deve essere tale da evitare frantumazione o fenditure nel calcestruzzo all'interno della piegatura e fessure nella barra dovute alla piegatura stessa;
- le condizioni di aderenza tra le barre di armatura ed il calcestruzzo che le avvolge;
- la lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura nel calcestruzzo che le avvolge, la quale deve essere tale da consentire la completa trasmissione al calcestruzzo delle forze interne a cui sono soggette le armature ed evitare la fessurazione longitudinale ed il distacco del calcestruzzo;
- le giunzioni per sovrapposizione, che devono assicurare la trasmissione delle forze da una barra di armatura all'altra.

7.1. DISTANZA TRA LE BARRE DI ARMATURA

In base a quanto affermato in EC2 § 5.2.1.1, la distanza libera (orizzontale e verticale) tra singole barre parallele o strati orizzontali di barre parallele deve soddisfare la seguente dicitura:

$$d_b \geq \max\begin{Bmatrix} d_g \\ 20mm \end{Bmatrix}$$

dove:

d_g è la massima dimensione nominale dell'aggregato più grande, pari a 20mm.

Quindi:

$$d_b \geq \max\begin{Bmatrix} d_g = 20mm \\ 20mm \end{Bmatrix} \Rightarrow d_b \geq 20mm$$

Per la situazione più sfavore abbiamo:

$$d_{\min} = 46mm > 20mm = d_b$$

7.2. CURVATURE AMMISSIBILI DELLE BARRE DI ARMATURA

In base a EC2 § 5.2.1.2, per evitare che nel calcestruzzo a contato con la zona di piegatura della barra insorgano elevate tensioni di compressione, il diametro minimo del mandrino di piegatura, per barre ad aderenza migliorata di diametro inferiore a 20mm, deve essere:

$$\phi \geq 4 \cdot \phi$$

Ossia in base al diametro della barra:

- barre Ø 8mm (staffe):

$$\phi_{\min,\phi 8} = 4 \cdot \phi = 4 \cdot 8 = 32mm \Rightarrow \phi_{\phi 8} = 34mm$$

- barre Ø 12mm:

$$\phi_{\min,\phi 12} = 4 \cdot \phi = 4 \cdot 12 = 48mm \Rightarrow \phi_{\phi 12} = 50mm$$

7.3. ADERENZA

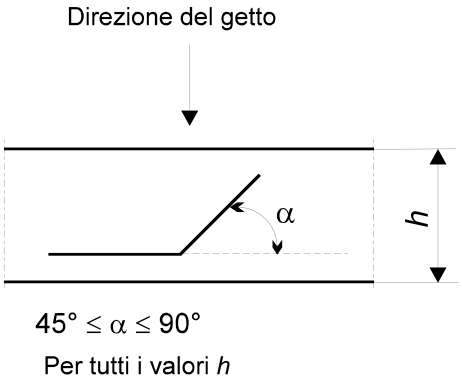
In base a EC2 § 5.2.2, l'aderenza tra le barre di armatura ed il calcestruzzo che le avvolge dipende:

- dal profilo della barra;
- dalle dimensioni dell'elemento strutturale;
- dalla posizione dell'armatura metallica durante il getto del calcestruzzo;
- dall'inclinazione dell'armatura metallica durante il getto del calcestruzzo.

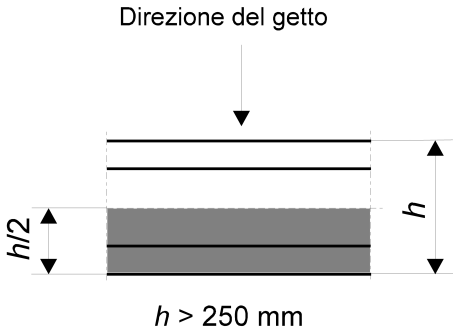
Di questi fattori si può tener conto distinguendo le condizioni di aderenza in buone e in mediocri (occorre moltiplicare f_{bd} per un coefficiente riduttore pari a 0,7).

Nel caso in esame, siccome h = 230mm > 250mm occorre distinguere due condizioni di aderenza:

- armatura longitudinale inferiore A_{s1}, in condizioni di buona aderenza:



- armatura longitudinale superiore A_{s2}, in condizioni di mediocre aderenza:



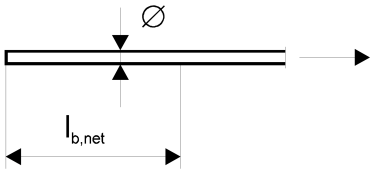
Si decide di considerare tutte le armature in mediocre aderenza, pertanto:

$$f_{bd,red} = 0{,}7 \cdot f_{bd} = 1{,}991 MPa$$

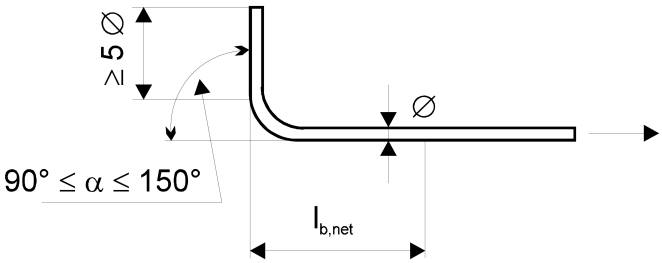
7.4. ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURE

Concordemente con quanto prevista dall'EC2 al § 5.2.3.2 circa i possibili metodi di ancoraggio dell'armatura metallica, si adottano:

- ancoraggi diritti:



- ancoraggi piegati a 90° e prolungati per un tratto non minore di 5 volte il diametro della barra da ancorare:



il prolungamento minimo e quello effettivo sono pari a:

$$l_{\min,\phi 12} = 5 \cdot \phi = 5 \cdot 12 = 60mm \Rightarrow l_{eff,\phi 12} = 100mm$$

7.4.1. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DI BASE

In base a EC2 § 5.2.2.3, la lunghezza di ancoraggio di base è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra di armatura soggetta alla forza assiale $A_s \cdot f_{yd}$; per una barra di armatura di diametro Ø vale:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Quindi per barre di armatura longitudinale Ø = 12mm:

$$l_{b,\phi 12} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd,red}} = \frac{12 \cdot 374}{4 \cdot 1{,}991} = 564mm$$

7.4.2. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO NECESSARIA

In base a EC2 § 5.2.3.4.1, per barre e fili di armatura metallica la lunghezza di ancoraggio necessaria è data dall'espressione:

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,\min}$$

dove:

- α_a è un coefficiente di riduzione, per barre diritte vale 1;
- l_b è la lunghezza di ancoraggio di base;
- $A_{s,req}$ è l'area dell'armatura metallica richiesta dal calcolo;
- $A_{s,prov}$ è l'area dell'armatura metallica effettivamente disposta;
- $l_{b,\min}$ è la lunghezza minima di ancoraggio, vale:
  - per ancoraggi in trazione: $l_{b,\min} = 0{,}3 \cdot l_b \geq 10 \cdot \phi$
  - per ancoraggi in compressione: $l_{b,\min} = 0{,}6 \cdot l_b \geq 100mm$

SEZIONE 3

<u>ANCORAGGIO IN COMPRESSIONE</u>

Armatura longitudinale con Ø = 12mm analizzata nella condizione peggiore:

- lunghezza minima di ancoraggio:

$$l_{b,\min,\phi 12} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}6 \cdot l_{b,\phi 12} = 0{,}6 \cdot 564 = 338{,}4mm \\ 100mm \end{Bmatrix} = 338{,}4mm$$

- lunghezza di ancoraggio necessaria:

$$l_{b,net,\phi 12} = \max\left\{\begin{array}{c} \alpha_a \cdot l_{b,\phi 12} \cdot \dfrac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 1 \cdot 564 \cdot \dfrac{317}{565} = 316mm \\ l_{b,\min,\phi 12} = 338{,}4mm \end{array}\right\} =$$
$$= 338{,}4mm \Rightarrow l_{b,net,\phi 12} = 339mm$$

Per il soddisfacimento della verifica a taglio è necessario che le barre di armatura metallica si estendano per una lunghezza pari a $l_{b,net}$ + d oltre la sezione di verifica, ossia per 339 + 496 = 835mm (84cm).

<u>ANCORAGGIO IN TRAZIONE</u>
Armatura longitudinale con Ø = 12mm:
- lunghezza minima di ancoraggio:

$$l_{b,\min,\phi 12} = \max\left\{\begin{array}{c} 0{,}3 \cdot l_{b,\phi 12} = 0{,}3 \cdot 564 = 169{,}2mm \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 12 = 120mm \end{array}\right\} = 169{,}2mm$$

- lunghezza di ancoraggio necessaria:

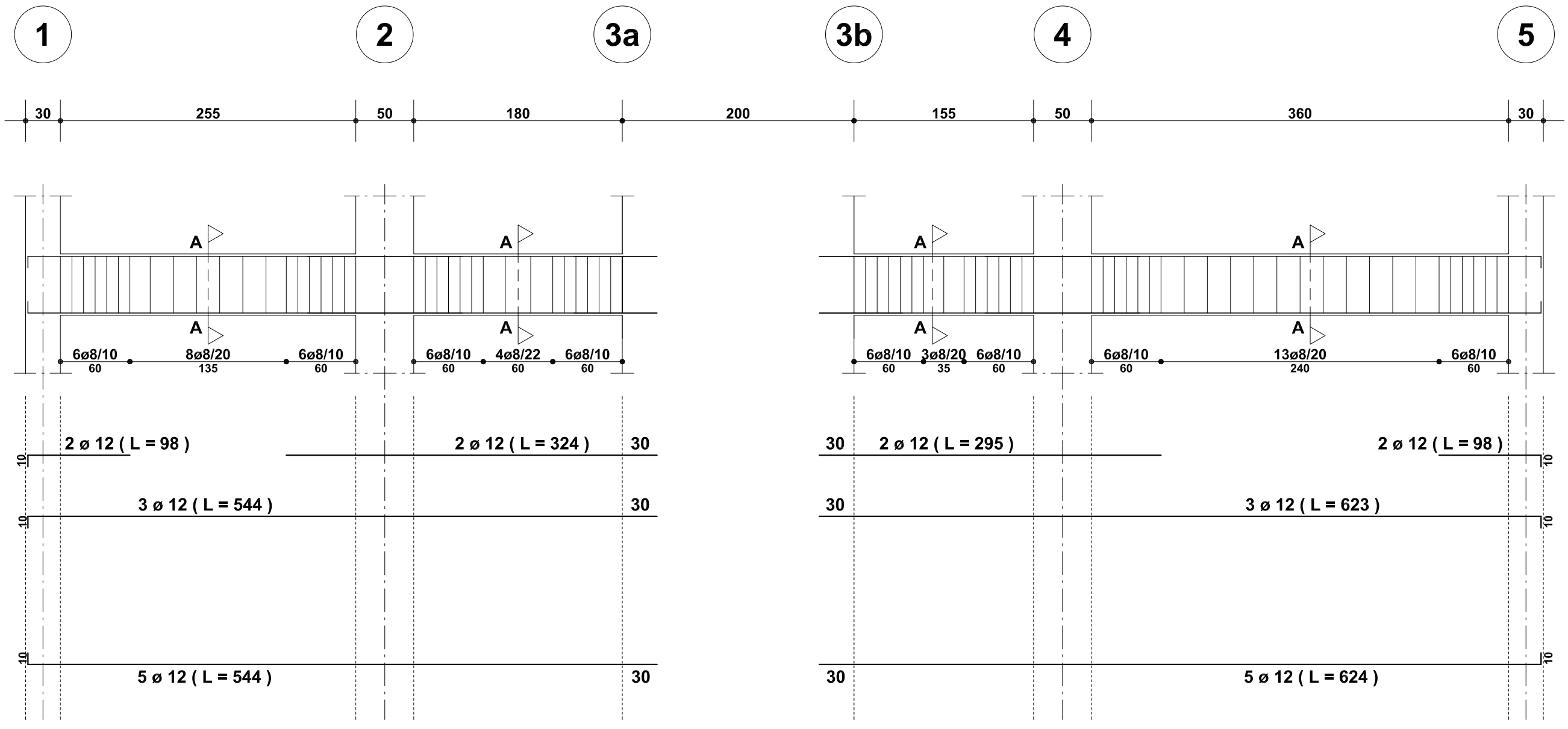
$$l_{b,net,\phi 12} = \max\left\{\begin{array}{c} \alpha_a \cdot l_{b,\phi 12} \cdot \dfrac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 1 \cdot 564 \cdot \dfrac{317}{565} = 316mm \\ l_{b,\min,\phi 12} = 169{,}2mm \end{array}\right\} =$$
$$= 316mm$$

Per il soddisfacimento della verifica a taglio è necessario che le barre di armatura metallica si estendano per una lunghezza pari a $l_{b,net}$ + d oltre la sezione di verifica, ossia per 316 + 496 = 812mm (82cm → 84cm).

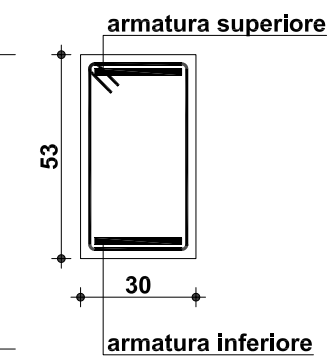
8. ESECUTIVO DELLE ARMATURE

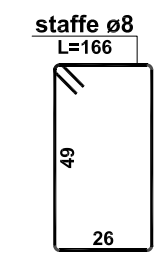
Sono riportati nelle pagine seguenti.

TRAVE 1° piano



Sezione A-A





PILASTRATA TIPO

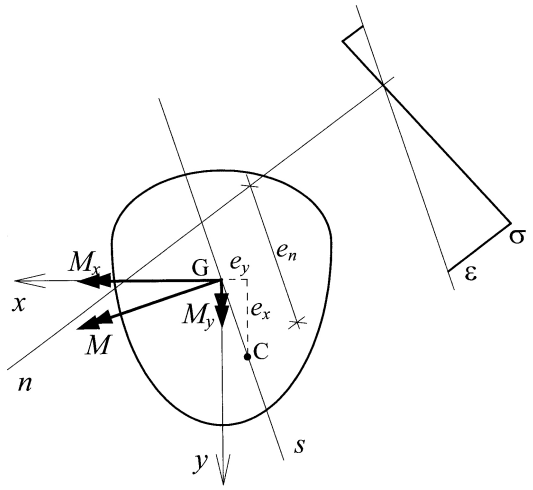
1. PREMESSA

I pilastri sono elementi strutturali che devono essere, in generale, progettati/verificati a presso – flessione deviata, con prevalente sforzo di compressione assiale.
Una sezione è sollecitata a flessione composta quando in essa agiscono contemporaneamente lo sforzo normale N ed il momento flettente M, con le sue due componenti M_x ed M_y. Queste azioni equivalgono alla sola forza assiale N applicata in un punto C, detto centro di sollecitazione, spostato rispetto al baricentro geometrico G della sezione delle quantità:

$$e_x = \frac{M_x}{N} \qquad\qquad e_y = -\frac{M_y}{N}$$

Il piano in cui agisce il momento M, somma delle due componenti M_x ed M_y, è detto piano di sollecitazione; la sua traccia sul piano della sezione trasversale, detto asse di sollecitazione s, passa per i punti C e G. Le espressioni generali che forniscono la deformazione e la tensione in un punto della sezione trasversale

$$\varepsilon = \frac{N}{E \cdot A} - \frac{M_y}{E \cdot I_y} \cdot x + \frac{M_x}{E \cdot I_x} \cdot y \qquad\qquad \sigma = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{I_y} \cdot x + \frac{M_x}{I_x} \cdot y$$ [1]



Flessione composta, sezione omogenea.

mostrano come quando lo sforzo normale assiale è diverso da zero anche la deformazione longitudinale e la tensione normale in corrispondenza del baricentro sono diverse da zero; l'asse neutro n (luogo dei punti per i quali la tensione è nulla) non passa quindi per il baricentro geometrico G della sezione.
In base alla posizione del centro di sollecitazione C rispetto al nocciolo centrale d'inerzia della sezione trasversale, si può concludere che:

- se il centro di sollecitazione C è sul contorno del nocciolo centrale d'inerzia, l'asse neutro sarà tangente alla sezione;
- se il centro di sollecitazione C è interno al nocciolo centrale d'inerzia, l'asse neutro sarà esterno alla sezione;

[1] Note anche come formule di Navier.

- se il centro di sollecitazione C è esterno al nocciolo centrale d'inerzia, l'asse neutro sarà secante (ossia taglierà) la sezione.

Nei primi due casi la sezione trasversale sarà di conseguenza tutta tesa o tutta compressa (secondo il segno dello sforzo assiale N), mentre nel terzo caso essa sarà in parte tesa ed in parte compressa.

Quando il momento flettente agisce in un piano principale di inerzia, l'asse neutro è perpendicolare all'asse di sollecitazione; in tale caso la sollecitazione viene denominata presso o tenso flessione retta.

In presenza di flessione composta retta non è necessario conoscere l'intero nocciolo d'inerzia per giudicare la posizione dell'asse neutro, è infatti sufficiente determinare solo la posizione degli estremi C_1 e C_2 dei raggi di nocciolo lungo l'asse di sollecitazione, cioè le distanze e_1 ed e_2 di tali punti dal baricentro geometrico G della sezione. Ciò può essere fatto immediatamente ricordando le proprietà del nocciolo: quando il centro di sollecitazione C coincide con l'estremo superiore C_1 del nocciolo il corrispondente asse neutro n_1 deve essere tangente al bordo inferiore della sezione. Utilizzando la relazione binomia tra tensioni e caratteristiche di sollecitazione sopra riportata, con $M = -N \cdot e_1$ ed imponendo che $\sigma(d_{G,\inf}) = 0$ si ottiene:

$$\frac{N}{A} + \frac{-N \cdot e_1}{I_x} \cdot d_{G,\inf} = 0$$

e quindi:

$$e_1 = \frac{I_x}{A \cdot d_{G,\inf}} \qquad \text{o anche} \qquad e_1 = \frac{\rho_x^2}{d_{G,\inf}}$$

dove:

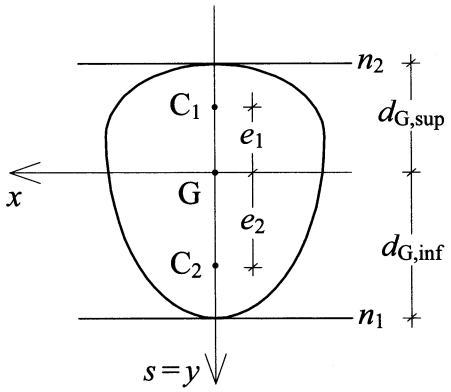
ρ_x è il raggio giratore o raggio d'inerzia della sezione, pari a: $\rho_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$.

Analogamente, quando il centro di sollecitazione C coincide con l'estremo inferiore C_2 del nocciolo, il corrispondente asse neutro n_2 deve essere tangente al bordo superiore della sezione. Essendo in questo caso il momento pari a $M = -N \cdot e_2$ ed imponendo che la tensione sia nulla per $y = -d_{G,\sup}$ si ottiene:

$$\frac{N}{A} + \frac{N \cdot e_2}{I_x} \cdot \left(-d_{G,\sup}\right) = 0$$

e quindi:

$$e_2 = \frac{I_x}{A \cdot d_{G,\sup}} \qquad \text{o anche} \qquad e_2 = \frac{\rho_x^2}{d_{G,\sup}}$$



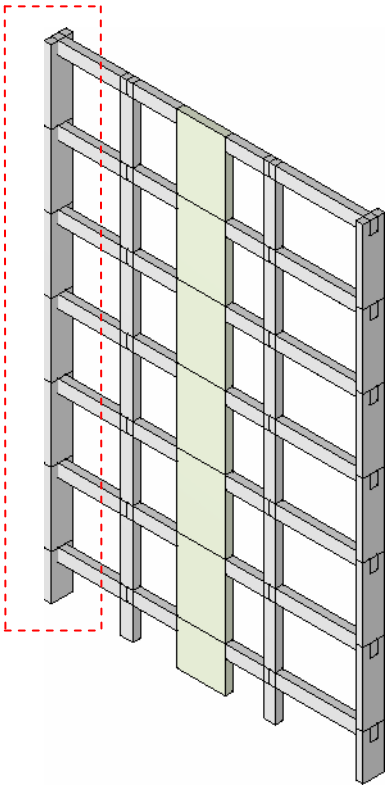
Raggi del nocciolo centrale d'inerzia.

Il progetto della pilastrata viene eseguito considerando l'inviluppo massimo delle sollecitazioni per le situazioni di progetto persistente/transitoria ed eccezionale (sismica).
La verifica delle trave scelta viene eseguita tenendo conto separatamente delle situazioni di progetto persistente/transitoria ed eccezionale (sismica).
Per la situazione di progetto persistente/transitoria si fa esclusivamente riferimento ai trincipi ed alle regole di applicazione contenuti nell'EC2, salvo modifiche od integrazioni nel rispetto della normativa italiana.
Per la situazione di progetto eccezionale (sismica) si fa esclusivamente riferimento ai principi ed alle regole di applicazione contenuti nell'O.P.C.M. n° 3274.

2. PILASTRATA 24

E' stato scelto di analizzare la pilastrata 24 del telaio impiegato per l'analisi sismica.
Il modello tridimensionale del telaio usato per l'analisi sismica (statica lineare), al quale appartiene la pilastrata oggetto del presente paragrafo, è il seguente.

Pilastrata 24



La geometria della sezione di calcolo, costante lungo lo sviluppo, è rettangolare di lati 900 x 300mm.

2.1. LIMITI GEOMETRICI

Sia l'EC2 che l'O.P.C.M. n° 3274 impongono dei limiti geometrici per tutti gli elementi strutturali che vengono definiti come pilastri.

Secondo quanto afferma l'EC2 § 5.4.1, un elemento strutturale, soggetto a prevalente compressione assiale, può essere definito un pilastro se la dimensione maggiore b non è maggiore di 4 volte la dimensione minore h, ossia:

$$b \leq 4 \cdot h \Rightarrow 900mm \leq 4 \cdot 300mm \Rightarrow 900mm < 1'200mm$$

Secondo quanto afferma l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.3.1, un elemento strutturale, soggetto a prevalente compressione assiale, può essere definito un pilastro se il rapporto tra i lati minimo h e massimo d della sezione trasversale non è inferiore a 0,3, ossia:

$$\frac{h}{b} \geq 0{,}3 \Rightarrow \frac{300}{900} = 0{,}333 > 0{,}3$$

<u>SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA</u>

Secondo l'EC2 § 5.4.1.1, la minima dimensione trasversale ammissibile per un pilastro a sezione piena gettato in opera è pari a 200mm. Nel caso della pilastrata in esame si ha:

$$h = 300mm > 200mm = l_{\min}$$

<u>SITUAZIONE ECCEZIONALE (sismica)</u>
Secondo l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.3.1, la dimensione minima della sezione traversale non deve essere inferiore a 300 mm:

$$h = 300mm = 300mm = l_{\min}$$

2.2. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

I carichi da prendere in considerazione nelle combinazioni delle azioni sono:

<u>CARICHI PERMANENTI</u>

Peso proprio del pilastro: (0,3 · 0,9) · 25 = $6{,}75\frac{kN}{m}$

- Copertura
  Parapetto: (0,5 · 0,2 · 4,55) · 25 = $11{,}375kN$
  Trave direzione X: (0,3 · 0,53 · 1,275) · 25 = $5{,}07kN$
  Travi direzione Y: (0,3 · 0,53 · 3,65) · 25 = $14{,}509kN$

Solaio: (4,25 · 1,275) · 4,62 = $25{,}035kN$

$G_{k,copertura} = 56kN$

- Piani 1° ÷ 5°

Muratura di chiusura esterna: (2,7 · 4,55) · 3,5 = $42{,}998kN$
Trave direzione X: (0,3 · 0,53 · 1,275) · 25 = $5{,}07kN$
Travi direzione Y: (0,3 · 0,53 · 3,65) · 25 = $14{,}509kN$
Solaio: (4,25 · 1,275) · 4,65 = $25{,}197kN$
Muratura di partizione interna: (4,25 · 1,275) · 1,64 = $8{,}887kN$
Muratura di partizione su trave direzione X: (2,7 · 1,275) · 1,28 = $4{,}406kN$

$G_{k,1°\div5°} = 101{,}1kN$

- Piano Terreno

Trave direzione X: (0,3 · 0,53 · 1,275) · 25 = $5{,}07kN$
Travi direzione Y: (0,3 · 0,53 · 3,65) · 25 = $14{,}509kN$
Solaio: (4,25 · 1,275) · 4,75 = $25{,}739kN$

$G_{k,p.t.} = 45{,}32kN$

<u>CARICHI VARIABILI</u>

- Copertura

Locale tipo 7 (coperture non accessibili): (4,4 · 1,275) · 0,5 = $Q_k = 2{,}805kN$
Neve: (4,4 · 1,275) · 1,64 = $Q_k = 9{,}2kN$

- Piani 1° ÷ 5° e Piano Terreno

Locale tipo 1 (ambienti non suscettibili di affollamento):
(4,25 · 1,275) · 2 = $Q_k = 10{,}838kN$

Le forze sismiche equivalenti e le azioni del vento sono già state quantificate in precedenza.
Si vuole infine ricordare che il progetto/verifica degli elementi costituenti i telai piani (pilastri, travi) viene condotto tenendo conto dell'effettiva quota di azione orizzontale assorbita da ciascuno di essi. Le forze orizzontali vengono così distribuite in base alla rigidezza lungo la direzione X degli elementi resistenti:

- rigidezza totale lungo la direzione X: $K_{x,tot} = 664'318'637{,}1\frac{N}{m}$;
- rigidezza della pilastrata: $K_{x,pil} = 27'468'895{,}8\frac{N}{m}$.

Il coefficiente di assorbimento della pilastrata in esame è pari a:

$$\Omega = \frac{K_{x,pil}}{K_{x,tot}} = \frac{27'468'895{,}8}{664'318'637{,}1} = 0{,}04135 \rightarrow 4{,}135\%$$

2.2.1. COMBINAZIONE FONDAMENTALE (slu)

Allo Stato Limite Ultimo per la situazione di progetto persistente/transitoria, come già detto al § 1.4.1 della presente, il valore di calcolo degli effetti delle azioni F_d è ottenuto ricercando la combinazione più sfavorevole delle azioni permanenti, variabili e accidentali, utilizzando le seguenti combinazioni:

$$F_d = \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

2.2.2. COMBINAZIONE ECCEZIONALE

In seguito a quanto disposto nell'O.P.C.M. n° 3274 § 3.3, gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

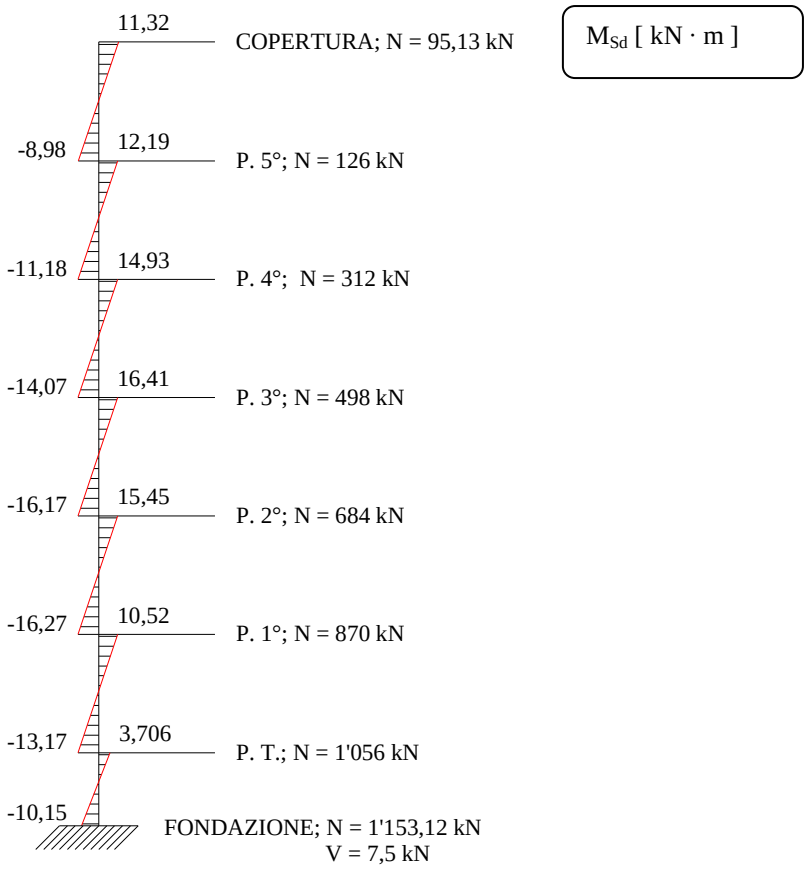
$$G_{k,j} + \sum_i \left(\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

Allo Stato Limite Ultimo per la situazione di progetto eccezionale, come già detto al § 1.4.2 della presente, il valore di calcolo degli effetti delle azioni F_d è ottenuto ricercando la combinazione più sfavorevole delle azioni utilizzando le seguenti combinazioni:

$$F_d = \gamma_I \cdot E + \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \sum_i \left(\psi_{j,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

3. PROGETTO E VERIFICA DELLE DIMENSIONI DELLA SEZIONE TRASVERSALE

L'inviluppo delle condizioni più sfavorevoli per le combinazioni persistente ed eccezionale è riportato nel grafico a pagina seguente.



L'EC2 al § 5.4.1.2.1 stabilisce che l'area di armatura longitudinale da disporre in un pilastro deve essere in grado di assorbire almeno il 15% dello sforzo normale di progetto N_{Sd}. Dunque l'area di calcestruzzo dovrà essere in grado di assorbire almeno l'85% di N_{Sd}, quindi:

$$A_{c,\min} = 0{,}85 \cdot \frac{N_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd}}$$

In base a quanto enunciato dal D.M. del 9 Gennaio 1996 § 4.2.1.2, agli stati limite, in presenza di sforzo normale centrato, occorre ridurre la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo del 25%; quindi:

$$A_{c,\min} = 0{,}85 \cdot \frac{N_{Sd}}{\frac{\alpha \cdot f_{cd}}{1{,}25}}$$

Nella situazione peggiore, il piano di fondazione, l'area di calcestruzzo strettamente necessaria è pari a:

$$A_{c,\min} = 0{,}85 \cdot \frac{N_{Sd}}{\frac{\alpha \cdot f_{cd}}{1{,}25}} = 0{,}85 \cdot \frac{1'153{,}12 \cdot 10^3}{\frac{0{,}85 \cdot 18}{1{,}25}} = 80'078 mm^2$$

Essendo la sezione trasversale della pilastrata in esame 900 x 300 mm, essa presenta un'area pari a:

$$A_{c,eff} = 900 \cdot 300 = 270'000 mm^2 > 80'078 mm^2 = A_{c,\min}$$

La condizione risulta verificata.

4. STATO LIMITE ULTIMO INDOTTO DA DEFORMAZIONI DELLA STRUTTURA – instabilità

In base a quanto enunciato nel capitolo 5 (geometria della struttura) per l'edificio in esame si sono formulate le seguenti considerazioni:
- è un edificio controventato a nodi fissi (§ 5.1);
- gli effetti delle imperfezioni non intenzionali della geometria della struttura possono essere trascurati (§ 5.2).

Secondo quanto affermato dall'O.P.C.M. n° 3274 § 4.11.1.1, gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati.

In base a quanto detto la verifica allo stato limite ultimo per instabilità non dovrebbe essere necessaria, a conferma però di quanto enunciato la si effettuerà lo stesso, con lo scopo di ottenere un controllo aggiuntivo proprio sui pilastri che sono gli elementi più importanti nella stabilità e resistenza locale e globale dell'edificio.

Le colonne, in base a quanto afferma l'EC2 § 4.3.5.3.4, possono essere elementi isolati o parti integranti di un telaio; in codesto caso vengono considerate isolate e la verifica allo stato limite ultimo indotto da deformazione della struttura viene eseguita secondo il diagramma di flusso A.3.3 dell'EC2.
Secondo l'EC2 § 4.3.5.3.5, i pilastri, considerati come colonne isolate, hanno una lunghezza libera d'inflessione l_0 definita dall'espressione:

$$l_0 = \beta \cdot l_{col}$$

dove:

β è un coefficiente numerico determinato per mezzo del nomogramma 4.27 dell'EC2, dipendente dai coefficienti k_A e k_B di flessibilità dei vincoli alle estremità di travi e colonne (pilastri) concorrenti nel nodo, pari a:

$$k_{A,B} = \frac{\sum_i \left(E_{cm,i} \cdot \frac{J_{col,i}}{l_{col,i}} \right)}{\sum_i \left(E_{cm,i} \cdot \alpha_i \frac{J_{b,i}}{l_{eff,i}} \right)}$$

dove:

E_{cm} è il valor medio del modulo di elasticità secante del calcestruzzo (EC2 § 3.1.2.5.2);

J_{col} è il momento d'inerzia della sezione lorda delle colonne;

l_{col} è la luce effettiva del pilastro;

J_b è il momento d'inerzia della sezione lorda delle travi;

l_b è la luce effettiva della trave;

α è il fattore che considera le condizioni di vincolo della trave all'estremità apposta; $\alpha = 1$ per estremità opposta vincolata elasticamente o rigidamente.

Si definisce il rapporto di snellezza della colonna come:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}}$$

dove:

$i_{\min}$ è il raggio giratore minimo, pari a:

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{A}}$$

Le colonne isolate, considerate non snelle quando:

$$\lambda \leq \max\left\{ \begin{array}{c} 25 \\ \dfrac{15}{\sqrt{v_u}} \end{array} \right\}$$

dove:

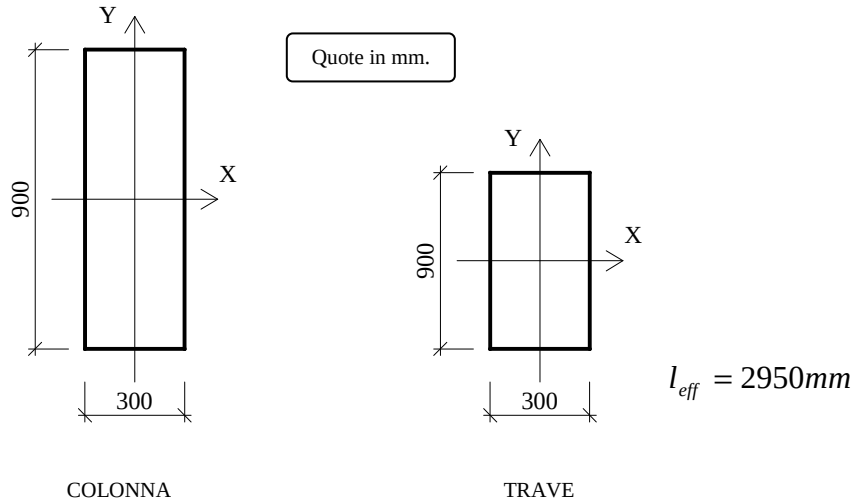
v_u è il coefficiente di forza longitudinale dell'elemento, pari a:

$$v_u = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

non necessitano di verifica allo stato limite ultimo indotto da deformazione della struttura (valgono le sollecitazioni del primo ordine).
Se risultassero snelle allora occorre eseguire la verifica secondo quanto espresso in EC2 § 4.3.5.5.3.

LIVELLO FONDAZIONE – PIANO TERRENO

La verifica viene eseguita relativamente al piano di maggiore instabilità (X,Z), le caratteristiche geometriche delle sezioni di calcestruzzo sono espresse in figura.



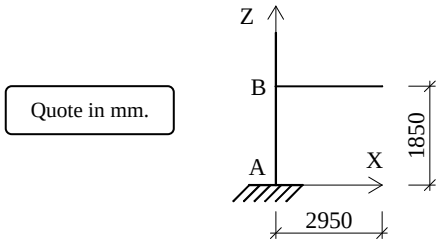
- Momenti di inerzia delle sezioni di calcestruzzo:
  - colonna:

$$J_{col,Y} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0{,}9 \cdot 0{,}3^3}{12} = 2{,}025 \cdot 10^{-3} m^4$$

  - trave:

$$J_{b,X} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0{,}3 \cdot 0{,}5^3}{12} = 3{,}722 \cdot 10^{-3} m^4$$

- Lunghezza libera d'inflessione della colonna:



  - siccome nel nodo A la colonna risulta incastrata al piede il coefficiente per tale nodo risulterebbe $k_A = 0$; il nomogramma dell'EC2 per strutture a nodi fissi raccomanda di non utilizzare valori inferiori a 0,4, pertanto si adotterà $k_A = 0{,}4$;
  - per quanto riguarda il nodo B si applica la relazione sopra illustrata:

$$k_B = \frac{\sum_i \left(E_{cm,i} \cdot \frac{J_{col,i}}{l_{col,i}} \right)}{\sum_i \left(E_{cm,i} \cdot \alpha_i \frac{J_{b,i}}{l_{eff,i}} \right)} = \frac{\frac{2{,}025 \cdot 10^{-3}}{1{,}85} + \frac{2{,}025 \cdot 10^{-3}}{3}}{\frac{3{,}722 \cdot 10^{-3}}{2{,}95}} = 1{,}4$$

Dal nomogramma dell'EC2 per strutture a nodi fissi si ricava il coefficiente β:

$$\begin{Bmatrix} k_A = 0{,}4 \\ k_B = 1{,}4 \end{Bmatrix} \Rightarrow \beta = 0{,}73$$

Pertanto la lunghezza libera d'inflessione della colonna risulta:

$$l_0 = \beta \cdot l_{col} = 0{,}73 \cdot 1{,}85 = 1{,}3505 m$$

- Raggio giratore minimo:

$$i_{(X,Z)} = i_{\min} = \sqrt{\frac{J_{col,Y}}{A}} = \sqrt{\frac{2{,}025 \cdot 10^{-3}}{0{,}3 \cdot 0{,}9}} = 0{,}0866 m$$

- Rapporto di snellezza della colonna:

$$\lambda_{(X,Z)} = \frac{l_0}{i_{\min}} = \frac{1{,}3505}{0{,}0866} = 15{,}6$$

- Classificazione della colonna:
  - coefficiente di forza longitudinale dell'elemento, pari a:

$$v_u = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{(1'153{,}12 - 6{,}75 \cdot 1{,}85) \cdot 10^3}{(300 \cdot 900) \cdot 18} = 0{,}2347$$

  - snellezza limite per colonne non snelle:

$$\lambda \leq \max\left\{ \frac{15}{\sqrt{v_u}} = \frac{\overset{25}{15}}{\sqrt{0{,}2347}} = 30 \right\} \Rightarrow \lambda \leq 30$$

Pertanto in base alla seguente disuguaglianza:

$$\lambda_{(X,Z)} = 15{,}6 < 30$$

la colonna in esame, nel piano di maggiore instabilità (X,Z), si può considerare come tozza (non snella): valgono le sollecitazioni del primo ordine.

5. PROGETTO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

Il dimensionamento dell'armatura longitudinale della colonna viene eseguito considerando la sezione pressoinflessa ed imponendo le condizioni:

$$N_{Rd} = N_{Sd}$$
$$M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

dove:

N_{Rd}, M_{Rd}	sono la forza assiale ed il momento resistente di progetto, calcolati in accordo all'EC2;
N_{Sd}, M_{Sd}	sono la forza assiale ed il momento sollecitanti di progetto, ottenuti dall'analisi della struttura, senza tenere conto degli effetti del secondo ordine.

Per soddisfare esigenze legate al rispetto del criterio di duttilità globale della struttura e nota l'inversione di fase della sollecitazione sismica (ma anche del vento), nelle zone compressa e tesa si prevede lo stesso quantitativo di armatura: $A_{s2} = A_{s1}$.

ARMATURA LONGITUDINALE MINIMA

<u>SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA</u>

Secondo quanto indicato nell'EC2 § 5.4.1.2.1:

- le barre d'armatura longitudinale devono avere diametro minimo non minore di 12mm,
- le barre d'armatura longitudinale devono essere distribuite lungo il perimetro della sezione, per pilastri aventi sezione trasversale poligonale almeno una barra sarà disposta in ogni spigolo;
- la quantità minima di armatura longitudinale totale è data dall'espressione:

$$A_{s,\min} = \max\left\{\begin{matrix} 0{,}003 \cdot A_c \\ 0{,}15 \cdot \dfrac{N_{Sd}}{f_{yd}} \end{matrix}\right\}$$

SITUAZIONE ECCEZIONALE

Secondo quanto indicato nell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.3.2, la percentuale di armatura longitudinale totale minima è pari a:

$$\rho_{\min} = 0{,}01$$

Inviluppando le condizioni sopra esposte si ottiene che la percentuale di armatura longitudinale totale minima è pari a:

$$\rho_{\min} = 0{,}01 \Rightarrow A_{s,\min} = \left(A_{s1} + A_{s2} + A_{sp}\right)_{\min} = 0{,}01 \cdot (300 \cdot 900) = 2'700 mm^2$$

ARMATURA LONGITUDINALE MASSIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA

Secondo quanto indicato nel D.M. del 9 Gennaio 1996 § 5.3.4, la percentuale di armatura longitudinale massima è pari a:

- $\rho_{\max} = 0{,}06$ fuori dai tratti di giunzione per sovrapposizione;
- $\rho_{\max} = 0{,}1$ nei tratti di giunzione per sovrapposizione.

SITUAZIONE ECCEZIONALE

Secondo quanto indicato nell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.3.2, la percentuale di armatura longitudinale massima è pari a:

$$\rho_{\max} = 0{,}04$$

Inviluppando le condizioni sopra esposte si ottiene che la percentuale di armatura longitudinale totale massima è pari a:

- fuori dai tratti di giunzione per sovrapposizione:

$$\rho_{\max} = 0{,}04 \Rightarrow A_{s,\max} = \left(A_{s1} + A_{s2} + A_{sp}\right)_{\max} = 0{,}04 \cdot (300 \cdot 900) = 10'800 mm^2$$

- nei tratti di giunzione per sovrapposizione:

$$\rho_{\max} = 0{,}1 \Rightarrow A_{s,\max} = \left(A_{s1} + A_{s2} + A_{sp}\right)_{\max} = 0{,}1 \cdot (300 \cdot 900) = 27'000 mm^2$$

PIANO DI FONDAZIONE – PIANO TERRENO
Le sollecitazioni di calcolo massime sono pari a:

$$N_{Sd} = 1'153{,}12kN \qquad\qquad M_{Sd,Y} = -10{,}15kN \cdot m$$

Sollecitazioni di calcolo adimensionalizzate:
- momento di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\mu_{Sd,Y} = \frac{|M_{Sd,Y}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|10{,}15 \cdot 10^6|}{900 \cdot 270^2 \cdot 18} = 0{,}009$$

- sforzo normale di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$v_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1'153{,}12 \cdot 10^3}{900 \cdot 300 \cdot 18} = 0{,}24$$

Per sollecitazioni di prevalente compressione nel piano di simmetria la procedura più comoda per il progetto dell'armatura longitudinale consiste nell'uso dei diagrammi di interazione N – M (vedi Appendice B).
La percentuale meccanica di armatura longitudinale totale si ricava dal diagramma d'interazione ed è pari a:

$$\omega_{req} = 0{,}25$$

L'armatura longitudinale totale minima richiesta risulta essere pari a:

$$A_{s,req} = \varpi_{req} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}25 \cdot 900 \cdot 270 \cdot \frac{18}{374} = 2'923{,}4mm^2 > 2'700mm^2 = A_{s,\min}$$

Si decide di adottare un'armatura longitudinale pari a 10 Ø 14mm per lato ($A_{s,tot}$ = 1'539 · 2 = 3'078mm^2), più 2 Ø 14mm ($A_{s,tot}$ = 308mm^2) come "ferri di parete".

PIANO TERRENO – PIANO PRIMO
Le sollecitazioni di calcolo massime sono pari a:

$$N_{Sd} = 1'056kN \qquad\qquad M_{Sd,Y} = -13{,}17kN \cdot m$$

Sollecitazioni di calcolo adimensionalizzate:
- momento di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\mu_{Sd,Y} = \frac{|M_{Sd,Y}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|13{,}17 \cdot 10^6|}{900 \cdot 280^2 \cdot 18} = 0{,}01$$

- sforzo normale di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$v_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{1'056 \cdot 10^3}{900 \cdot 300 \cdot 18} = 0{,}22$$

La percentuale meccanica di armatura longitudinale totale si ricava dal diagramma d'interazione N - M ed è pari a:

$$\omega_{req} = 0{,}25$$

L'armatura longitudinale totale minima richiesta risulta essere pari a:

$$A_{s,req} = \varpi_{req} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}25 \cdot 900 \cdot 280 \cdot \frac{18}{374} = 3'032{,}09 mm^2 > 2'700 mm^2 = A_{s,\min}$$

Si decide di adottare un'armatura longitudinale pari a 10 Ø 14mm per lato ($A_{s,tot}$ = 1'539 · 2 = 3'078mm^2), più 2 Ø 14mm ($A_{s,tot}$ = 308mm^2) come "ferri di parete".

PIANO PRIMO – PIANO SECONDO

Le sollecitazioni di calcolo massime sono pari a:

$$N_{Sd} = 870 kN \qquad\qquad M_{Sd,Y} = -16{,}27 kN \cdot m$$

Sollecitazioni di calcolo adimensionalizzate:

- momento di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\mu_{Sd,Y} = \frac{|M_{Sd,Y}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|16{,}27 \cdot 10^6|}{900 \cdot 280^2 \cdot 18} = 0{,}013$$

- sforzo normale di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$v_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{870 \cdot 10^3}{900 \cdot 300 \cdot 18} = 0{,}18$$

La percentuale meccanica di armatura longitudinale totale si ricava dal diagramma d'interazione N - M ed è pari a:

$$\omega_{req} = 0{,}2$$

L'armatura longitudinale totale minima richiesta risulta essere pari a:

$$A_{s,req} = \varpi_{req} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}2 \cdot 900 \cdot 280 \cdot \frac{18}{374} = 2'425{,}7 mm^2 < 2'700 mm^2 = A_{s,\min}$$

Occorre rispettare la condizione di $A_{s,min}$ = $A_{s,req}$ = 2'700mm^2.

Si decide di adottare un'armatura longitudinale pari a 10 Ø 14mm per lato ($A_{s,tot}$ = 1'539 · 2 = 3'078mm^2), più 2 Ø 14mm ($A_{s,tot}$ = 308mm^2) come "ferri di parete".

Ai piani superiori l'armatura richiesta risulta sempre essere inferiore ad $A_{s,min}$, per tale motivo l'armatura longitudinale qui impiegata sarà mantenuta per il restante sviluppo verticale del pilastro.

6. PROGETTO E VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

Per le considerazioni circa lo stato limite ultimo per azioni taglianti si rimanda a quanto già trattato relativamente al progetto/verifica della trave.

ARMATURA TRASVERSALE MINIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA

In base a quanto affermato in EC2 § 5.4.1.2.2:

- il diametro delle armature traversali deve soddisfare:

$$\phi \geq \max\left\{\begin{array}{c} 6mm \\ \dfrac{\phi_{\max,\log}}{4} = \dfrac{14}{4} = 3{,}5mm \end{array}\right\} \Rightarrow \phi \geq 6mm$$

- la distanza tra le armature trasversali deve soddisfare:

$$s \leq \min\left\{\begin{array}{c} 12 \cdot \phi_{\min,\log} = 12 \cdot 14 = 168mm \\ l_{\min} = 300mm \\ 250mm \end{array}\right\} \Rightarrow s \leq 168mm$$

  Tale distanza deve essere ridotta del 40%:
  - in sezioni posizionate al di sopra o al di sotto di una trave per un tratto pari a 900mm;
  - in prossimità delle giunzioni per sovrapposizione quando il diametro dell'armatura longitudinale è maggiore a 14mm.

SITUAZIONE ECCEZIONALE

Secondo quanto afferma l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.3.3, considerando tutto lo sviluppo del pilastro zona critica[2]:

- le staffe di contenimento e le legature devono avere diametro non inferiore a 8mm e saranno disposte ad un passo:

$$s \leq \left\{\begin{array}{c} 150mm \\ \dfrac{l_{\min}}{4} = \dfrac{300}{4} = 75mm \end{array}\right\} \Rightarrow s \leq 75mm$$

- le barre longitudinali disposte negli spigoli della sezione trasversale devono essere contenute dalle staffe;

[2] Quando si è in presenza di pannelli in muratura addossati al pilastro conviene, a favore di sicurezza, considerare tutto lo sviluppo del pilastro zona critica. Per i casi contrari la lunghezza della zona critica è definita nell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.3.3.

- almeno una barra longitudinale ogni due, di quelle disposte sui lati della sezione trasversale, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre longitudinali non fissate devono trovarsi a meno di 150mm da una barra fissata;
- l'interasse massimo tra le barre longitudinali è fissato a 250mm.

STAFFE E LEGATURE IMPIEGATE

A seguito delle limitazioni fin qui esposte si adotta un'armatura a taglio costituita da staffe chiuse di forma rettangolare di diametro 8mm. Su disposizione di quanto indicato nell'O.P.C.M n° 3274 al § 5.5.2.3, le staffe rettangolari avranno ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità.

Le legature avranno un diametro di 8mm e ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità.

PIANO DI FONDAZIONE

Il massimo taglio sollecitante si ha a livello della fondazione e risulta essere pari a:

$$V_{\max} = V_{Sd,X} = 7{,}5kN$$

<u>ALTEZZA UTILE "d"</u>

L'altezza utile "d" della sezione trasversale dell'elemento strutturale è data da:

$$c' = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_e}{2} = 30 + 8 + \frac{14}{2} = 45mm$$
$$d = h - c' = 300 - 45 = 255mm$$

- Valore di calcolo della resistenza a taglio di un elemento strutturale privo di una specifica armatura a taglio:

$$k = (1{,}6 - d) \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}255 = 1{,}345 > 1$$
$$\rho_l = 0 \text{ a favore di sicurezza;}$$
$$\sigma_{cp} = 0 \text{ a favore di sicurezza;}$$

quindi:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b \cdot d =$$
$$= \left[0{,}3 \cdot 1{,}345 \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0) + 0{,}15 \cdot 0\right] \cdot 900 \cdot 255 \cdot 10^{-3} = 111kN$$

Siccome risulta:

$$V_{\max} = V_{Sd,X} = 7{,}5kN < 111kN = V_{Rd1}$$

la sezione non necessità di specifica armatura a taglio, si inseriranno comunque i minimi imposti da normativa.

Si adottano staffe chiuse a quattro bracci Ø 8 / 75mm ($A_{sw} = 201mm^2$).

- Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura dalle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo ($\cot\theta = 2$):

$$V_{Rd2} = \frac{b \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{900 \cdot 0{,}9 \cdot 252 \cdot 0{,}55475 \cdot 18}{2 + \frac{1}{2}} \cdot 10^{-3} = 825kN$$

Essendo in presenza di una forza assiale di compressione, V_{Rd2} deve essere ridotto:

$$\sigma_{cp,eff} = \frac{N_{Sd} - A_{s2} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{A_c} = \frac{1'153{,}12 \cdot 10^3 - 1'539 \cdot \frac{430}{1{,}15}}{900 \cdot 300} = 2{,}14MPa$$

$$V_{Rd2,red} = 1{,}67 \cdot V_{Rd2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}}\right) = 1{,}67 \cdot 825 \cdot \left(1 - \frac{2{,}14}{18}\right) = 1'213kN > V_{Rd2} = 825kN$$

Si userà pertanto il valore calcolato in precedenza di $V_{Rd2} = 825kN$

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{201}{75} \cdot 0{,}9 \cdot 255 \cdot 374 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 460kN$$

Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min\begin{Bmatrix} V_{Rd2} = 825kN \\ V_{Rd3} = 460kN \end{Bmatrix} = 460kN$$

Essendo $V_{Rd2} > V_{Rd3}$ lo stato limite ultimo per taglio si configura con carattere di duttilità, per snervamento delle staffe; occorre inoltre verificare la condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \le \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{201 \cdot 374}{900 \cdot 75} \le \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \Rightarrow 1{,}114 < 4{,}993$$

la condizione risulta verificata.
Il passo delle staffe risulta verificare la condizione:

$$s = 75mm \le 75mm = s_{\max}$$

essendo che $V_{Rd1} > V_{Sd}$ il passo massimo non risulta ulteriormente limitato dalla necessità di controllare la fessurazione dovuta alle tensioni tangenziali.

Agli altri piani, mantenendo lo stesso quantitativo di armatura trasversale, le verifiche sono automaticamente soddisfatte.
Risultano essere verificate anche le disposizioni dettate in EC2 § 5.2.4.1.2.

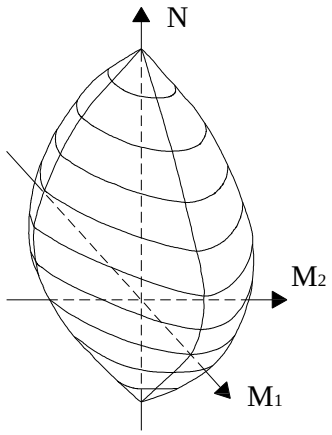
7. VERIFICA DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

Il progetto, nonché la verifica, di sezioni soggette a tenso o pressoflessione – retta o deviata – con sforzo normale di limitata eccentricità, in condizioni di ininfluenza degli effetti del secondo ordine, risulta particolarmente agevole utilizzando i diagrammi e le superfici di interazione tra le sollecitazioni. Nessuno però ci vieta di utilizzare lo stesso metodo di calcolo impiegato per la verifica della trave, basato:

- sull'equilibrio alla traslazione verticale per ricercare la posizione dell'asse neutro;
- sull'equilibrio alla rotazione per ricercare il momento resistente ultimo della sezione.

Assegnata una determinata configurazione deformata di stato limite ultimo ad una sezione di geometria nota, è possibile definire, per ogni fibra della sezione, la deformazione ε e ricavare, dal diagramma $\sigma - \varepsilon$ di calcolo, la tensione corrispondente σ.

Il sistema di tensioni può essere facilmente espresso dalla sua risultante N_{Rd} e dai momenti flettenti risultanti $M_{Rd,X}$ ed $M_{Rd,Y}$ rispetto ad una terna di assi ortonormali con origine nel baricentro della sezione di calcestruzzo e asse z orientato come le tensioni normali.



Esempio di superficie di interazione $N - M_1 - M_2$ per sezione rettangolare allo stato limite ultimo.

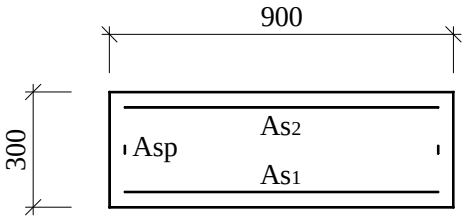
Al variare della posizione dell'asse neutro si ottengono terne di azioni resistenti che, riportate come punti nel sistema di riferimento sopra indicato, danno luogo ad una "*superficie di interazione N - M_X - M_Y*". Per una data sezione trasversale di calcestruzzo, al variare dell'armatura longitudinale, risulta una famiglia di superfici di interazione.

Se la tenso o pressoflessione è retta (ossia se $M_{Rd,X}$ o $M_{Rd,Y}$ è nullo), le superfici di interazione si riducono a famiglie di curve nel piano N, M dette "*diagrammi di interazione $N - M$*".

Per la costruzione dei diagrammi di interazione $N - M_Y$ usati per la verifica, si faccia riferimento a quanto riportato nell'Appendice B della presente.

PIANO DI FONDAZIONE – PIANO TERRENO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 10 Ø 14 = 1'539 mm^2
A_{sp} = 2 Ø 14 = 308 mm^2
A_{s1} = 10 Ø 14 = 1'539 mm^2
c' = 45 mm
d = 255 mm

- Verifica armatura longitudinale massima:
  - zone di non sovrapposizione delle armature longitudinali:

$$A_{s,tot} \leq 10'800 mm^2 \Rightarrow A_{s,tot} = 3'386 mm^2 < 10'800 mm^2$$

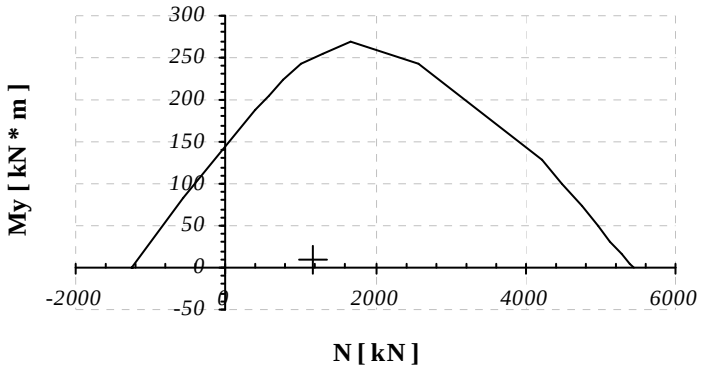
  - zone di sovrapposizione delle armature longitudinali:

$$A_{s,tot} \leq 27'000 mm^2 \Rightarrow A_{s,tot} = 6'772 mm^2 < 27'000 mm^2$$

Le condizioni di verifica risultano rispettate. Non verranno più ripetute per i piani superiori essendo la quantità di armatura longitudinale identica.

- Verifica mediante diagramma di interazione N – M_Y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



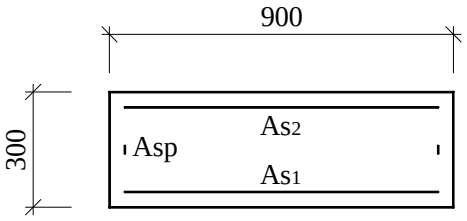
Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 1'153{,}12 kN \quad M_{Sd,Y} = 10{,}15 kN \cdot m$$

risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a pressoflessione retta è soddisfatta.

PIANO TERRENO – PIANO PRIMO

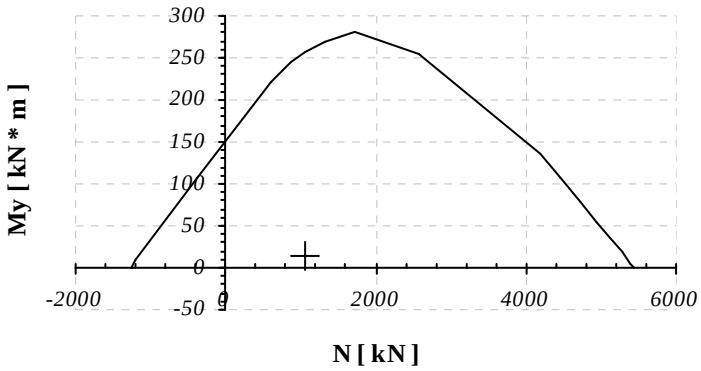
Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 10 Ø 14 = 1'539 mm^2
A_{sp} = 2 Ø 14 = 308 mm^2
A_{s1} = 10 Ø 14 = 1'539 mm^2
c' = 35 mm
d = 265 mm

- Verifica mediante diagramma di interazione N – M_Y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 1'056kN \qquad M_{Sd,Y} = 13{,}17kN \cdot m$$

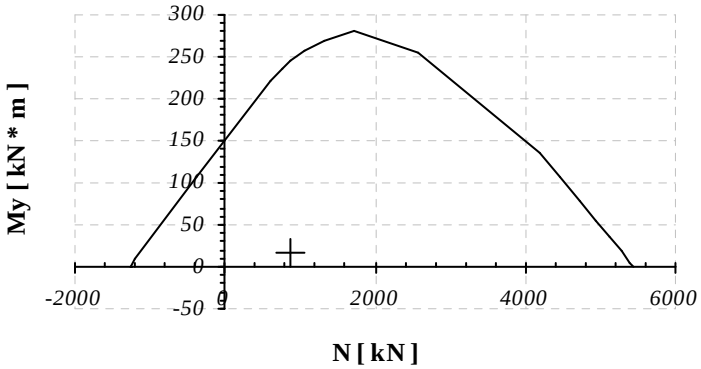
risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a pressoflessione retta è soddisfatta.

PIANO PRIMO – PIANO SECONDO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le stesse del piano terreno – piano primo.

- Verifica mediante diagramma di interazione N – M_Y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 870kN \qquad M_{Sd,Y} = 16{,}27kN \cdot m$$

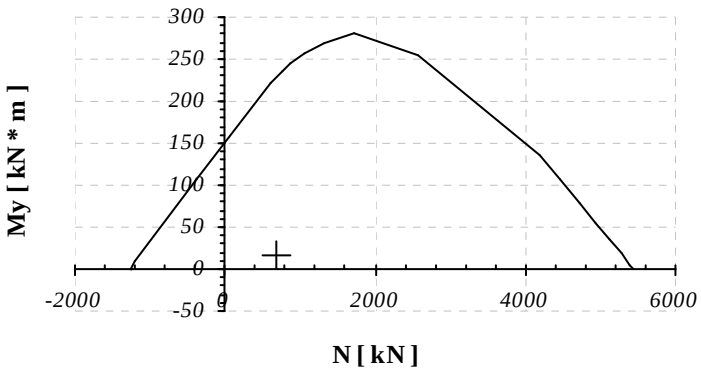
risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso-flessione retta è soddisfatta.

PIANO SECONDO – PIANO TERZO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le stesse del piano terreno – piano primo.

- Verifica mediante diagramma di interazione N – M_Y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 684kN \qquad M_{Sd,Y} = 16{,}41kN \cdot m$$

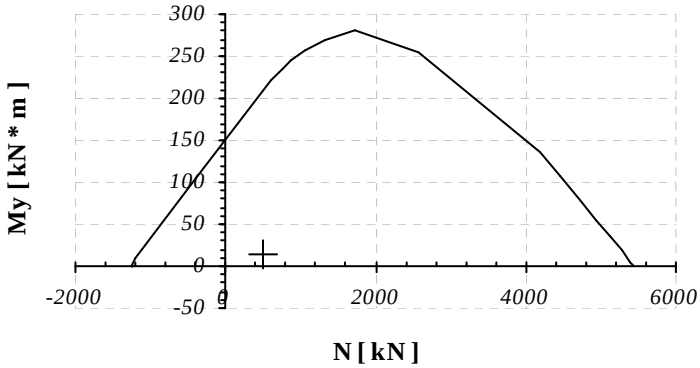
risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso-flessione retta è soddisfatta.

PIANO TERZO – PIANO QUARTO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le stesse del piano terreno – piano primo.

- Verifica mediante diagramma di interazione N – M_Y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 498kN \qquad M_{Sd,Y} = 14{,}93kN \cdot m$$

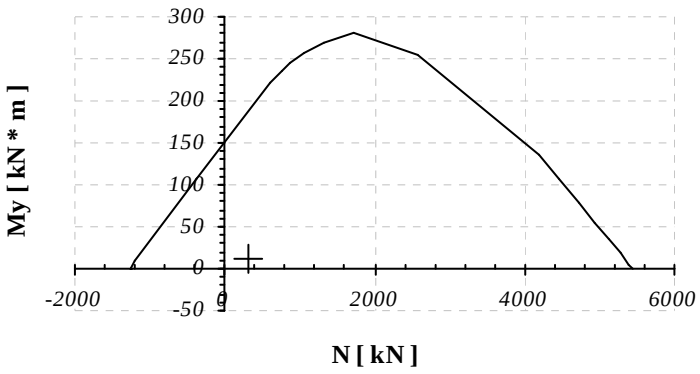
risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso-flessione retta è soddisfatta.

PIANO QUARTO – PIANO QUINTO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le stesse del piano terreno – piano primo.

- Verifica mediante diagramma di interazione N – M_Y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 312kN \qquad M_{Sd,Y} = 12{,}19kN \cdot m$$

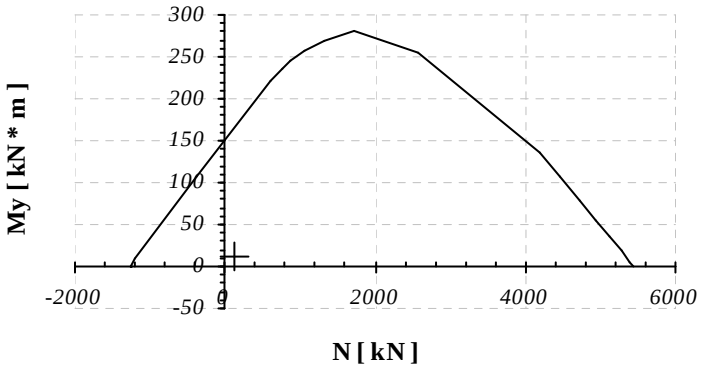
risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso-flessione retta è soddisfatta.

PIANO QUINTO – COPERTURA

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le stesse del piano terreno – piano primo.

- Verifica mediante diagramma di interazione N – M_Y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 126kN \qquad M_{Sd,Y} = 11{,}32kN \cdot m$$

risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso-flessione retta è soddisfatta.

8. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche ai vari stati limite di esercizio valgono le ipotesi semplificative già espresse nella verifica della nervatura del solaio tipo.
Si rammenta solo che, come già evidenziato in precedenza, gli effetti dell'azione sismica sono considerati solo nella combinazione di carico eccezionale.
Nelle verifiche agli stati limite di esercizio i carichi permanenti sono sempre considerati con il loro valore caratteristico; per quanto riguarda i carichi variabili, si distinguono tre combinazioni di carico differenti, corrispondenti a diverse probabilità di occorrenza:

- combinazioni rare:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

- combinazioni frequenti:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

- combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + \sum_{i=1}^{i=n} \left(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Per i pilastri, elementi strutturali soggetti a prevalente sforzo di compressione assiale, gli stati limite di esercizio più significativi riguardano:

- la limitazione delle tensioni in esercizio;
- la fessurazione del calcestruzzo.

8.1. SOLLECITAZIONI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

I carichi da prendere in considerazione sono quelli riportati all'inizio della verifica del presente elemento strutturale.
Gli stati limite di esercizio che interessa esaminare sono definiti dalle combinazioni:

- quasi permanente: $F_d = G_k + 0{,}2 \cdot Q_{k,accidentale}$
- rara: $F_d = G_k + \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0{,}7 \\ 0{,}7 \end{Bmatrix} \cdot Q_{k,accidentale} + \begin{Bmatrix} 0{,}7 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \cdot Q_{k,vento}$

I diagrammi delle sollecitazioni, forza assiale e momento flettente, non vengono riportati ma si definisce solo la condizione peggiore di verifica: il livello della fondazione.
Per tale livello si ha:

- combinazione quasi permanente:

$$N_{Sd} = 756kN \qquad M_{Sd,Y} = -1{,}133kN \cdot m$$

- combinazione rara:

$$N_{Sd} = 818{,}215kN \qquad M_{Sd,Y} = -2{,}706kN \cdot m$$

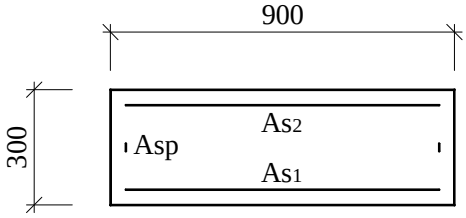
8.2. LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Per le considerazioni teoriche sul presente stato limite di esercizio fare riferimento a quanto già espresso nella verifica della nervatura del solaio tipo.
I limiti da rispettare, per le strutture o parti di esse esposte ad ambiente di cui alle classi 1 e 2 del Prospetto 4.1, sono riportati in EC2 § 4.4.1.1 e valgono:

- tensioni di compressione nel calcestruzzo:
  - combinazione di carico rara: $0{,}6 \cdot f_{ck} = 17{,}43 MPa$;
  - combinazione di carico quasi permanente: $0{,}45 \cdot f_{ck} = 13{,}0725 MPa$;
- tensioni di trazione nell'acciaio, per le armature ordinarie:
  - combinazione di carico rara: $0{,}7 \cdot f_{yk} = 301 MPa$.

PIANO DI FONDAZIONE

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 10 Ø 14 = 1'539 mm^2
A_{sp} = 2 Ø 14 = 308 mm^2
A_{s1} = 10 Ø 14 = 1'539 mm^2
c' = 45 mm
d = 255 mm

- Posizione dell'asse neutro (ricavato risolvendo l'equilibrio dei momenti statici della sezione ideale resistente (calcestruzzo secondo stadio: non resistente a trazione rispetto al proprio asse baricentrico):

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - c') = n \cdot A_{sp} \cdot \left(\frac{h}{2} - x\right) + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x)$$

$$\frac{900 \cdot x^2}{2} + 15 \cdot 1'539 \cdot (x - 45) = 15 \cdot 308 \cdot \left(\frac{300}{2} - x\right) + 15 \cdot 1'539 \cdot (255 - x)$$

risolvendo questa equazione di secondo grado si ottiene:

$$x = 85{,}393 mm$$

- Momento d'inerzia della sezione:

$$J_i = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - c')^2 + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{sp} \cdot \left(\frac{h}{2} - x\right)^2 =$$

$$= \frac{900 \cdot 85{,}393^3}{3} + 15 \cdot 1'539 \cdot (85{,}393 - 45)^2 + 15 \cdot 1'539 \cdot (255 - 85{,}393)^2 +$$

$$+ 15 \cdot 308 \cdot \left(\frac{300}{2} - 85{,}393\right)^2 = 907'829'799{,}4 mm^4$$

- Eccentricità limite del centro di sollecitazione per rientrare nell'ellisse centrale di inerzia:

$$e_{\lim} = \frac{h}{6} = \frac{300}{6} = 50mm$$

<u>COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</u>

- Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{A_c} + \left|M_{Sd,Y}\right| \cdot \frac{x}{J_i} =$$
$$= \frac{756 \cdot 10^3}{900 \cdot 300} + \left|-1{,}133 \cdot 10^6\right| \cdot \frac{85{,}393}{907'829'799{,}4} = 2{,}91MPa < 13{,}0725MPa$$

<u>COMBINAZIONE RARA</u>

- Tensione massima di compressione nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{A_c} + \left|M_{Sd,Y}\right| \cdot \frac{x}{J_i} =$$
$$= \frac{818{,}215 \cdot 10^3}{900 \cdot 300} + \left|-2{,}706 \cdot 10^6\right| \cdot \frac{85{,}393}{907'829'799{,}4} = 3{,}23MPa < 17{,}43MPa$$

- Centro di sollecitazione:

$$e = \frac{\left|M_{Sd,Y}\right|}{N_{Sd}} = \frac{\left|-2{,}706 \cdot 10^6\right|}{818{,}215 \cdot 10^3} = 3{,}31mm < 50mm = e_{\lim}$$

Il centro di sollecitazione cade all'interno del nocciolo centrale di inerzia: la sezione risulta pertanto interamente compressa.

- Tensione massima di compressione nell'acciaio:

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{x - c}{x} = 15 \cdot 3{,}23 \cdot \frac{85{,}393 - 45}{85{,}393} = 23MPa < 301MPa$$

8.3. FESSURAZIONE DEL CALCESTRUZZO

Nelle sezioni non è necessaria l'area minima di armatura metallica longitudinale per limitare la fessurazione, definita in EC2 § 4.4.2.2, in quanto sotto la combinazione di carico rara delle azioni il calcestruzzo risulta sempre in compressione in tutta la sezione trasversale.

Secondo EC2 § 4.4.2.3, i valori ammissibili della distanza tra le barre longitudinali (Prospetto 4.12) ed il diametro delle stesse (Prospetto 4.11), nella condizione di maggiore sollecitazione, risultano essere:

$\phi_{\max} = 32mm \Rightarrow \phi_{\max} = 20mm < 32mm$ condizione verificata;
$d_{\max} = 300mm \Rightarrow d_{\max} = 70mm < 300mm$ condizione verificata.

Infine, per contenere entro limiti accettabili la fessurazione causata dal taglio (EC2 § 4.4.2.3 – Prospetto 4.13), le staffe e le legature devono avere un passo massimo; tale verifica non è però necessaria in quanto l'intero elemento pilastro non richiede armatura a taglio ($V_{Rd1} > V_{Sd,\max}$).

9. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

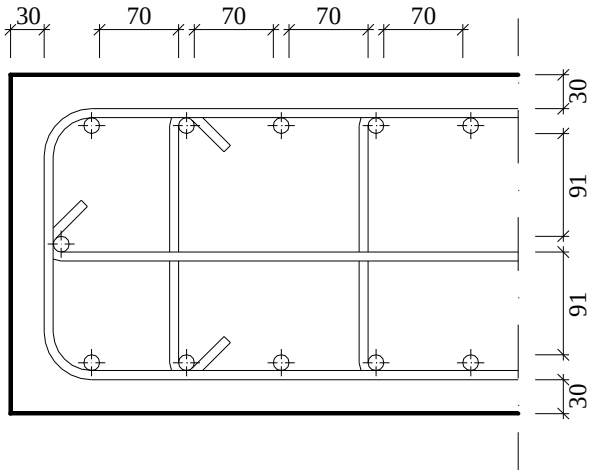
Per eventuali considerazioni teoriche si faccia riferimento a quanto già scritto per la trave.

9.1. DISTANZA TRA LE BARRE DI ARMATURA

In base a quanto affermato in EC2 § 5.2.1.1, la distanza libera tra le barre di armatura longitudinale deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$d_b \geq \max\begin{Bmatrix} d_g = 20mm \\ 20mm \end{Bmatrix} \Rightarrow d_b \geq 20mm$$

Nel caso in esame, per la situazione più sfavorevole, abbiamo:



da cui:

$$d_b = 70mm > 20mm$$

La condizione risulta verificata.
Inoltre in base a quanto afferma l'O.P.C.M. n° 3274:
- al § 5.5.3.2,l'interrasse tra le barre non deve essere superiore a 250mm:

$$i_{\max} = 105mm < 250mm = i_{\lim}$$

- al § 5.5.3.3, le barre non fissate devono trovarsi a meno di 150mm da una barra fissata:

$$i_{\max} = 84mm < 150mm = i_{\lim}$$

9.2. CURVATURE AMMISSIBILI DELLE BARRE DI ARMATURA

In base a EC2 § 5.2.1.2, per evitare che nel calcestruzzo a contatto con la zona di piegatura della barra insorgano elevate tensioni di compressione, il diametro minimo del mandrino di piegatura, per barre ad aderenza migliorata di diametro inferiore a 20mm, deve essere:

$$\phi_{\min} \geq 4 \cdot \phi$$

ossia in base al diametro della barra:

- barre Ø 8mm (staffe e legature):

$$\phi_{\min,\phi 8} = 4 \cdot \phi = 4 \cdot 8 = 32mm \Rightarrow \phi_{\phi 8} = 34mm$$

- barre Ø 14mm:

$$\phi_{\min,\phi 14} = 4 \cdot \phi = 4 \cdot 14 = 56mm \Rightarrow \phi_{\phi 14} = 58mm$$

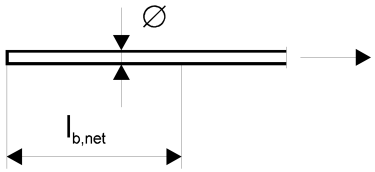
9.3. ADERENZA

Le condizioni sono di buona aderenza essendo le barre di armatura longitudinale tutte verticali (inclinazione di 90° sull'orizzontale). La tensione di aderenza ultima non dovrà così essere ridotta (vedi § 3.1 della presente).

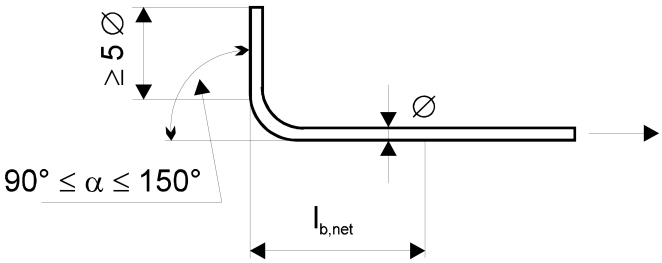
9.4. ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

Concordemente con quanto previsto dall'EC2 al § 5.2.3.2 circa i possibili metodi di ancoraggio dell'armatura metallica, si adottano:

- ancoraggi diritti:



- ancoraggi piegati a 90° e prolungati per un tratto non minore di 5 volte il diametro della barra da ancorare:



il prolungamento minimo e quello effettivo sono pari a:

$$l_{\min,\phi 14} = 5 \cdot \phi = 5 \cdot 14 = 70mm \Rightarrow l_{eff,\phi 14} = 140mm$$

9.4.1. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DI BASE

In base a EC2 § 5.2.2.3, la lunghezza di ancoraggio di base è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra di armatura soggetta alla forza assiale $A_s \cdot f_{yd}$; per una barra di armatura di diametro Ø vale:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Quindi per barre di armatura longitudinale Ø = 14mm:

$$l_{b,\phi 14} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{14 \cdot 374}{4 \cdot 2{,}8} = 467{,}5mm$$

9.4.2. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO NECESSARIA

In base a EC2 § 5.2.3.4.1, per barre e fili di armatura metallica la lunghezza di ancoraggio necessaria è data dall'espressione:

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,\min}$$

dove:

- α_a è un coefficiente di riduzione, per barre diritte vale 1;
- l_b è la lunghezza di ancoraggio di base;
- $A_{s,req}$ è l'area dell'armatura metallica richiesta dal calcolo;
- $A_{s,prov}$ è l'area dell'armatura metallica effettivamente disposta;
- $l_{b,\min}$ è la lunghezza minima di ancoraggio, vale:
  - per ancoraggi in compressione: $l_{b,\min} = 0{,}6 \cdot l_b \geq 100mm$.

Pertanto:

$$l_{b,\min,\phi 14} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}6 \cdot l_{b,\phi 14} = 0{,}6 \cdot 467{,}5 = 280{,}5mm \\ 100mm \end{Bmatrix} = 280{,}5mm$$

$$l_{b,net,\phi 14} = \alpha_a \cdot l_{b,\phi 14} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 1 \cdot 467{,}5 \cdot 1 = 467{,}5mm > 280{,}5mm = l_{b,\min,\phi 14}$$

9.4.3. LUNGHEZZA DI SOVRAPPOSIZIONE

Ad ogni piano si realizzano giunzioni per semplice sovrapposizione delle barre di armatura longitudinale. Tali giunzioni, in base a EC2 § 5.2.4.1.1, vanno realizzate in zone poco sollecitate, individuate nel caso specifico a metà altezza di ciascun pilastro. Per motivi pratici risulta però difficile realizzare tali giunzioni se non a livello della ripresa di getto.
In base a quanto affermate in EC2 § 5.2.4.1.3, la lunghezza di sovrapposizione necessaria è data dalla seguente espressione:

$$l_s = l_{b,net} \cdot \alpha_1 \geq l_{s,\min}$$

dove:

$$l_{s,\min} = \max \begin{Bmatrix} 0{,}3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_1 \cdot l_b \\ 15 \cdot \phi \\ 200mm \end{Bmatrix} \text{ con } \alpha_1 = 1{,}4 \text{ nell'ipotesi peggiore.}$$

Pertanto:

$$l_{s,\min,\phi 14} = \max \begin{Bmatrix} 0{,}3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_1 \cdot l_{b,\phi 14} = 0{,}3 \cdot 1 \cdot 1{,}4 \cdot 467{,}5 = 196{,}35mm \\ 15 \cdot \phi = 15 \cdot 14 = 210mm \\ 200mm \end{Bmatrix} = 196{,}35mm$$

$$l_{s,\phi 14} = l_{b,net,\phi 14} \cdot \alpha_1 = 467{,}5 \cdot 1{,}4 = 654{,}5 \Rightarrow 660mm > 300mm = l_{s,\min,\phi 14}$$

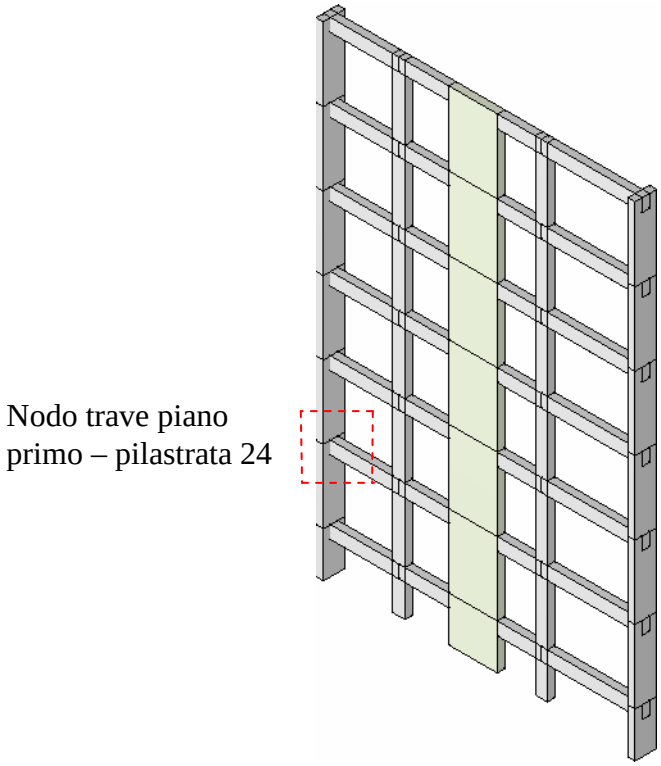
10. NODO TRAVE – PILASTRO

Il calcolo dei nodi non trova in passato alcun riscontro normativo, è stato introdotto dall'O.P.C.M. n° 3274.
In base al § 5.4.3.1 della suddetta i nodi trave – pilastro possono essere:

- *nodi interamente confinati*, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno i ¾ della larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i ¾ dell'altezza;
- *nodi non interamente confinati*, tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

10.1. NODO TRAVE 24 – 25 – 26 – 27 – 28 DEL PIANO PRIMO – PILASTRATA 24

Il nodo in oggetto è un nodo non interamente confinato.



In accordo con quanto enunciato nel § 5.5.4.1 dell'O.P.C.M. n° 3274, l'eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti nel nodo è inferiore a ¼ della larghezza del pilastro, essendo praticamente nulla.
In accordo con quanto enunciato nel § 5.5.4.2 dell'O.P.C.M. n° 3274, le armature longitudinali dei pilastri e travi, sia inferiori che superiori, attraversano il nodo senza giunzioni.
Secondo quanto enunciato nel § 5.4.3.2 dell'O.P.C.M. n° 3274, per nodi non confinati, nella direzione non confinata, deve essere verificata la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0{,}05 \cdot \frac{R_{ck}}{f_{yd}}$$

dove:

- n_{st} è il numero di bracci delle staffe;
- A_{st} è l'area della sezione trasversale di tondino della singola staffa orizzontale;
- i è l'interasse delle staffe;
- $\bar{b}$ è la larghezza utile del nodo, pari a:

$$\bar{b} = \min \begin{Bmatrix} b_{colonna} = 900mm \\ b_{trave} + 0{,}5 \cdot h_{colonna} = 300 + 0{,}5 \cdot 300 = 450mm \end{Bmatrix} = 450mm$$

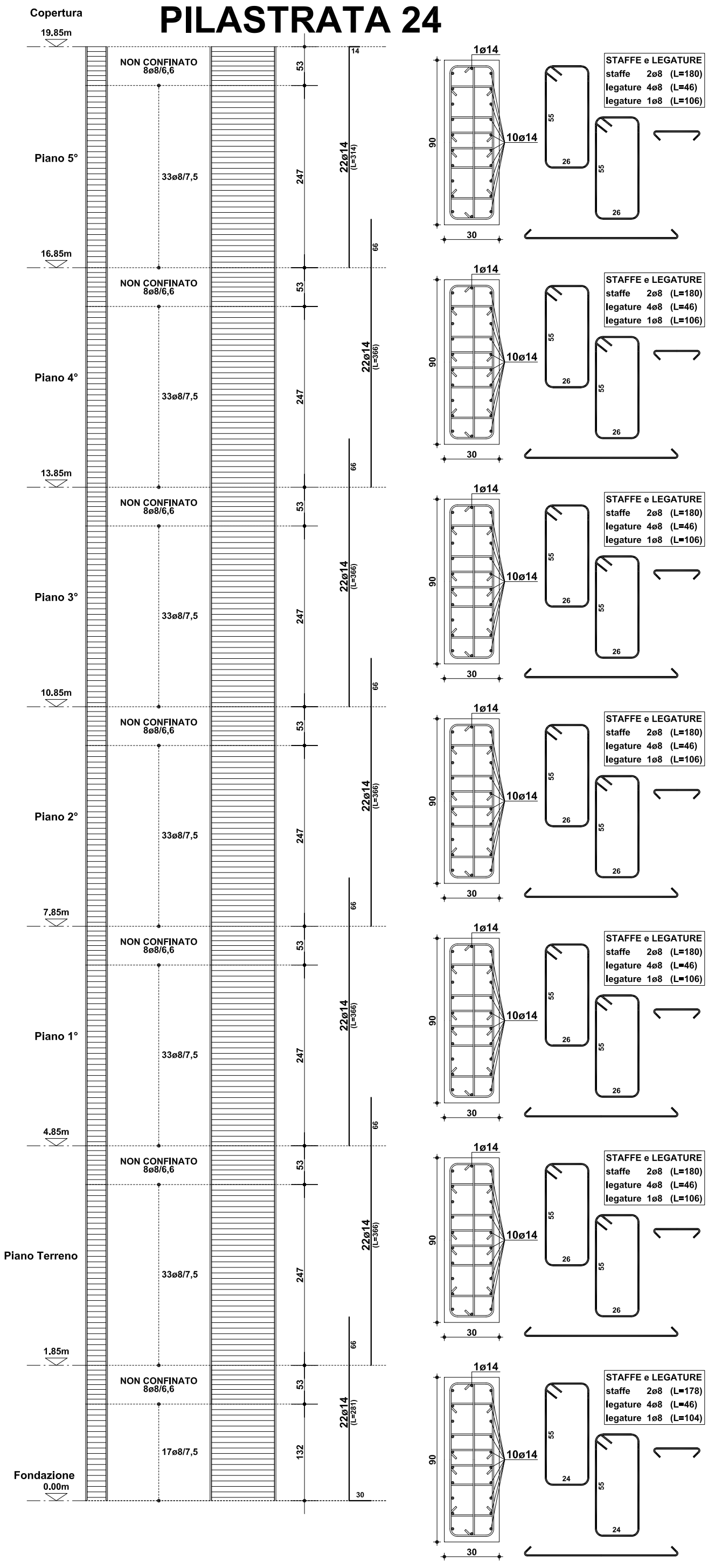
Pertanto in direzione X si utilizzeranno nel nodo staffe Ø 8mm a 4 bracci disposte con un passo di 66mm che soddisfano la condizione

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0{,}05 \cdot \frac{R_{ck}}{f_{yd}} \Rightarrow \frac{4 \cdot 50}{66 \cdot 450} \geq 0{,}05 \cdot \frac{35}{374} \Rightarrow 0{,}0067 > 0{,}0047$$

11. ESECUTIVO DELLE ARMATURE

Sono riportati nelle pagine seguenti.

PILASTRATA 24



STRUTTURA DI CONTROVENTO

1. PREMESSA

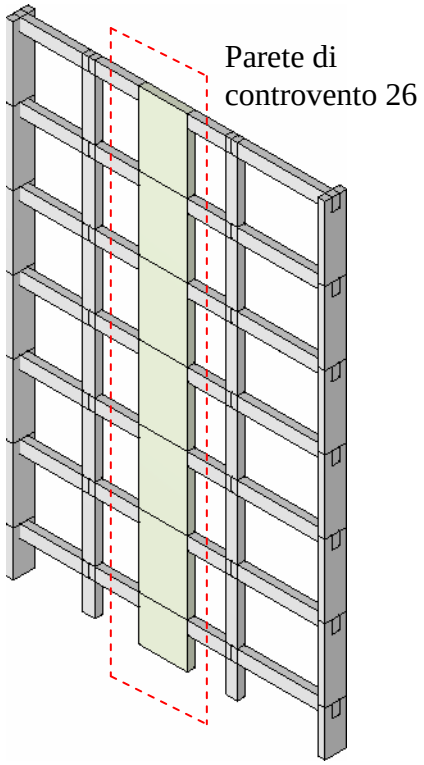
Come già espresso in precedenza, il progetto/verifica degli elementi di controvento viene svolto nella condizione che le azioni orizzontali siano interamente assorbite dalla struttura di controvento[1] (vani ascensore e pareti). Questo modo di procedere consente di operare a favore di sicurezza, in quanto il modello di calcolo non tiene conto di fenomeni, quali l'ingobbamento impedito, che possono aumentare notevolmente la rigidezza torsionale, soprattutto dei vani ascensore.
Anche le pareti, così come i pilastri, sono elementi strutturali che devono essere, in generale, progettati/verificati a presso flessione deviata, con prevalente sforzo di compressione assiale.
Si faccia riferimento a quanto già scritto a riguardo della pilastrata 24.

Il progetto della parete di controvento viene eseguito considerando l'inviluppo massimo delle sollecitazioni per le situazioni di progetto persistente/transitoria ed eccezionale (sismica).
La verifica viene eseguita tenendo conto separatamente delle situazioni di progetto persistente/transitoria ed eccezionale (sismica).
Per la situazione di progetto persistente/transitoria si fa esclusivamente riferimento ai principi ed alle regole di applicazione contenuti nell'EC2, salvo modifiche od integrazioni nel rispetto della normativa italiana.
Per la situazione di progetto eccezionale (sismica) si fa esclusivamente riferimento ai principi ed alle regole di applicazione contenuti nell'O.P.C.M. n° 3274.

2. PARETE DI CONTROVENTO 26

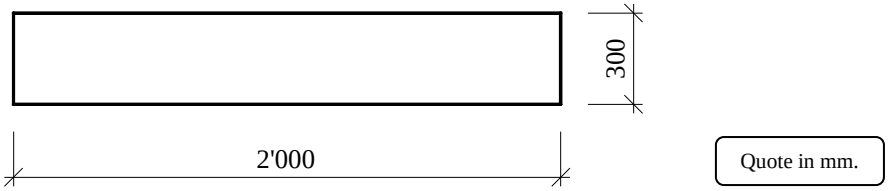
E' stato scelto di analizzare la parete di controvento 26 del telaio impiegato per l'analisi sismica (statica lineare).
Il modello tridimensionale del telaio, al quale appartiene la parete di controvento oggetto del presente paragrafo, è rappresentato a pagina seguente.

[1] Su disposizione di quanto indicato in EC2 § 4.3.5.3.2 e nell'Appendice 3 § A 3.3.



Modello di calcolo tridimensionale.

La geometria della sezione di calcolo, costante lungo tutto lo sviluppo verticale dell'elemento strutturale, è rettangolare di lati 2'000 x 300mm.



2.1. LIMITI GEOMETRICI

Sia l'EC2 che l'O.P.C.M. n° 3274 impongono dei limiti geometrici per tutti gli elementi strutturali che vengono definiti come pareti (o setti).

Secondo quanto afferma l'EC2 § 2.5.2.1, un elemento strutturale, soggetto a prevalente compressione assiale, può essere definito una parete se la dimensione maggiore l non è minore di 4 volte la dimensione minore b, ossia:

$$l \geq 4 \cdot b \Rightarrow 2'000mm \geq 4 \cdot 300mm \Rightarrow 2'000mm > 1'200mm$$

Secondo quanto afferma l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.4.5, un elemento strutturale, soggetto a prevalente compressione assiale, può essere definito una parete se il rapporto tra i lati minimo b e massimo l della sezione trasversale è inferiore a 0,3, ossia:

$$\frac{b}{l} < 0{,}3 \Rightarrow \frac{300}{2'000} = 0{,}15 < 0{,}3$$

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA
Secondo l'EC2 § 5.4.1.1, la minima dimensione trasversale ammissibile per una parete a sezione piena gettata in opera è pari a 200mm. Nel caso della parete in esame si ha:

$$b = 300mm > 200mm = b_{\min}$$

SITUAZIONE ECCEZIONALE (sismica)
Secondo l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.1, lo spessore b delle pareti deve essere generalmente non inferiore a 150mm, oppure a 200mm nel caso in cui siano da prevedersi armature ad X nelle travi di collegamento. Nel caso della parete in esame si ha:

$$b = 300mm > 200mm = b_{\min,\max}$$

2.2. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

I carichi da prendere in considerazione nelle combinazioni delle azioni sono:

CARICHI PERMANENTI

Peso proprio della parete: (0,3 · 2) · 25 = $15\frac{kN}{m}$

- Copertura
  Trave direzione X: (0,3 · 0,53 · 1,675) · 25 = $6{,}658kN$
  Travi direzione Y: (0,23 · 0,5 · 4,35) · 25 = $12{,}506kN$
  Solaio: (2,425 · 4,25) · 4,62 = $47{,}615kN$

  $G_{k,copertura} = 67kN$

- Piani 1° ÷ 5°
  Trave direzione X: (0,3 · 0,53 · 1,675) · 25 = $6{,}658kN$
  Travi direzione Y: (0,23 · 0,5 · 4,35) · 25 = $12{,}506kN$
  Solaio: (2,425 · 4,25) · 4,65 = $47{,}924kN$
  Muratura di partizione interna: (2,925 · 4,65) · 1,64 = $22{,}306kN$
  Muratura di partizione su trave direzione X: (2,7 · 1,675) · 1,28 = $5{,}789kN$

  $G_{k,1°\div5°} = 95{,}2kN$

- Piano Terreno
  Trave direzione X: (0,3 · 0,53 · 1,675) · 25 = $6{,}658kN$
  Travi direzione Y: (0,23 · 0,5 · 4,35) · 25 = $12{,}506kN$
  Solaio: (2,425 · 4,25) · 4,75 = $48{,}955kN$

  $G_{k,p.t.} = 68{,}12kN$

CARICHI VARIABILI

- Copertura
  Locale tipo 7 (coperture non accessibili): (2,925 · 4,65) · 0,5 = $Q_k = 6{,}801kN$
  Neve: (2,925 · 4,65) · 1,64 = $Q_k = 22{,}306kN$

- Piani 1° ÷ 5° e Piano Terreno
  Locale tipo 1 (ambienti non suscettibili di affollamento):
  (2,925 · 4,65) · 2 = $Q_k = 27{,}203kN$

Le forze sismiche equivalenti e le azioni del vento sono già state quantificate in precedenza.

In base a quanto enunciato dall'O.P.C.M. n° 3274 § 5.4.5.1, la parete può essere considerata snella se il rapporto tra la sua altezza h e la massima dimensione della sezione trasversale l risulta non minore di 2, ossia:

$$\frac{h}{l} \geq 2 \Rightarrow \frac{20'030}{2'000} = 10 > 2$$

Ipotizzando per la parete in esame un comportamento a mensola, incastrata alla base e libera in sommità, soggetta a forze orizzontali (vento e sisma) e verticali, si può ammettere che le armature verticali ed orizzontali assorbano gli sforzi di trazione dovuti rispettivamente alla flessione ed al taglio.

2.2.1. COMBINAZIONE FONDAMENTALE (slu)

Allo Stato Limite Ultimo per la situazione di progetto persistente/transitoria, come già detto al § 1.4.1 della presente, il valore di calcolo degli effetti delle azioni F_d è ottenuto ricercando la combinazione più sfavorevole delle azioni permanenti, variabili e accidentali, utilizzando le seguenti combinazioni:

$$F_d = \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

2.2.2. COMBINAZIONE ECCEZIONALE

In seguito a quanto disposto nell'O.P.C.M. n° 3274 § 3.3, gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

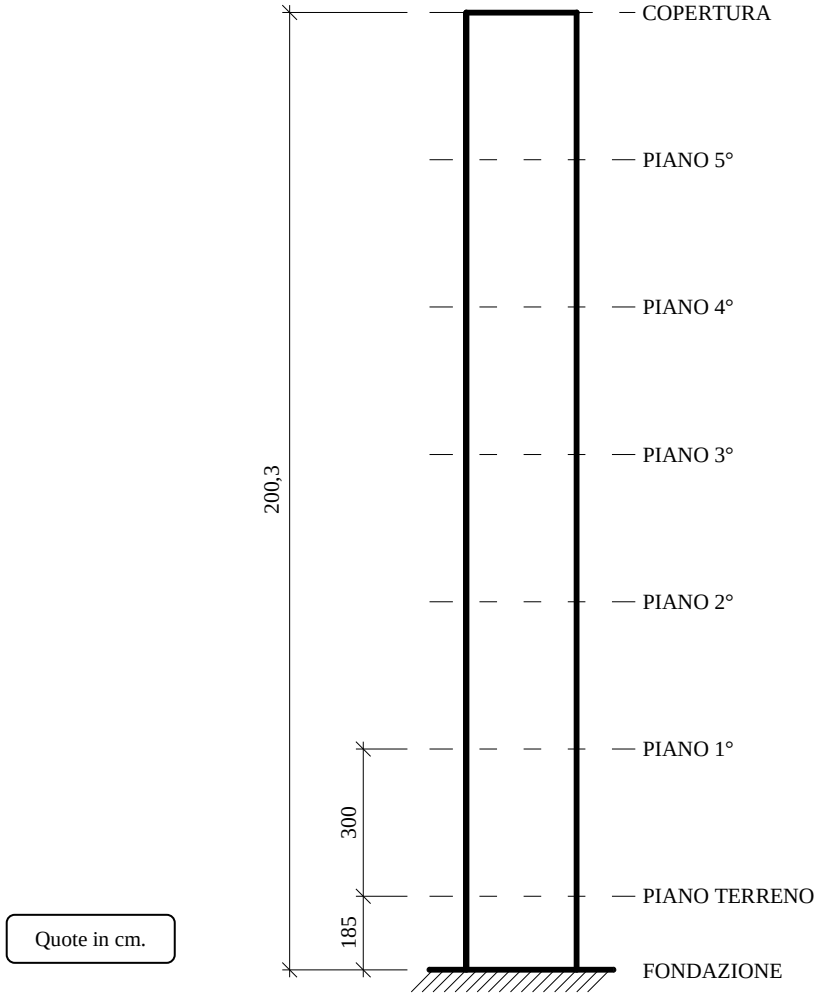
$$G_{k,j} + \sum_i \left(\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

Allo Stato Limite Ultimo per la situazione di progetto eccezionale, come già detto al § 1.4.2 della presente, il valore di calcolo degli effetti delle azioni F_d è ottenuto ricercando la combinazione più sfavorevole delle azioni utilizzando le seguenti combinazioni:

$$F_d = \gamma_I \cdot E + \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \sum_i \left(\psi_{j,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

3. PROGETTO DELLE ARMATURE METALLICHE

Le caratteristiche geometriche della parete di controvento sono indicate in figura.



La sperimentazione ha evidenziato che esistono alcune importanti differenze tra un pilastro ed una parete snella, basate principalmente sulle seguenti modalità di collasso:

- Collasso per flessione.
  Nella regione critica, localizzata alla base della parete, conviene concentrare l'armatura verticale ai bordi estremi dell'elemento strutturale al fine di conseguire elevati livelli di duttilità; in tale caso, per evitare lo sbandamento dell'armatura metallica soggetta a compressione e confinare efficacemente il calcestruzzo, dovrà essere prevista agli estremi della sezione trasversale un'apposita armatura orizzontale di confinamento.
  La regione critica sarà così composta da due zone: alle estremità dell'elemento strutturale ci sono i cosiddetti "elementi laterali confinati", che presentano quantitativi di armatura verticale ed orizzontale relativamente elevati, ed in posizione intermedia ad essi l'anima centrale.
- Collasso per taglio.
  Si possono considerare tre tipi di collasso di tipo fragile imputabili al taglio (vedi O.P.C.M. n° 3274 § 5.4.5.2), essi sono:
  - *Rottura diagonale dell'anima per compressione del calcestruzzo*.

Si verifica quando lo spessore della parete è insufficiente.

- *Rottura diagonale dell'anima per trazione dell'armatura*.
  Si verifica quando, in presenza di modesti valori dello sforzo assiale, l'armatura dell'anima è insufficiente.
- *Rottura per scorrimento orizzontale*.
  Si verifica quando, in presenza di bassi valori dello sforzo assiale, l'armatura di ancoraggio alla base dell'elemento strutturale è insufficiente.

3.1. LIMITAZIONE DELLO SFORZO ASSIALE NORMALIZZATO

Secondo quanto afferma l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.1, prima di procedere al dimensionamento delle armature metalliche, occorre verificare che lo sforzo assiale normalizzato prodotto dai carichi di gravità non ecceda il limite di 0,4; ossia:

$$v_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0{,}4 \Rightarrow v_{Sd} = \frac{1'563{,}15 \cdot 10^3}{300 \cdot 2'000 \cdot 18} = 0{,}145 < 0{,}4$$

ARMATURA VERTICALE MINIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA

Secondo quanto indicato in EC2 § 5.4.7.2, l'area delle armature verticali deve soddisfare:

$$0{,}004 \leq \rho_v \leq 0{,}04$$

Pertanto la percentuale geometrica di armatura verticale minima sarà pari a:

$$\rho_{v,\min} = 0{,}004$$

Esprimendo il tutto in superficie:

$$A_{v,\min} = 0{,}004 \cdot A_c = 0{,}004 \cdot (300 \cdot 2'000) = 2'400 mm^2$$

Metà di questa armatura sarà disposta su ciascuna faccia della parete.

SITUAZIONE ECCEZIONALE

Secondo quanto indicato dall'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2 si deve distinguere vertical-mente la parete in due parti:

- zona inelastica di base (o regione critica);
- zona elastica.

Le armature metalliche verticali devono essere disposte su entrambe le facce della parete.

ZONA INELASTICA DI BASE

Secondo quanto indicato dall'O.P.C.M. n° 3274 § 5.4.5.1, l'altezza critica h_{cr} [2] della zona inelastica di base, è data da:

$$h_{cr} = \max\left\{ \begin{array}{c} l = 2'000mm \\ \dfrac{h}{6} = \dfrac{20'030}{6} = 3'338mm \end{array} \right\} = 3'338mm$$

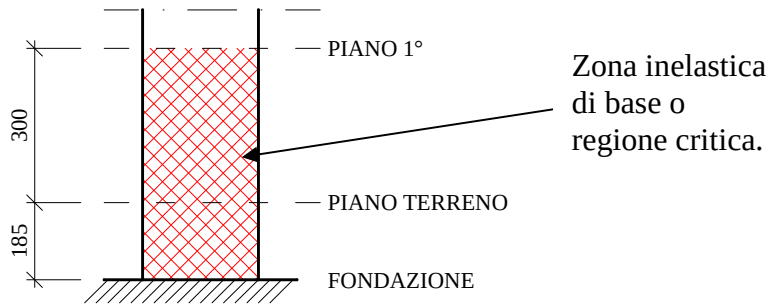
Per edifici con numero di piani fuori terra non superiore a 6, come nel caso in esame, l'altezza critica h_{cr} da assumere non deve essere comunque maggiore dell'altezza del piano terreno e non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base; ossia:

$$h_{cr} \leq \min\left\{ \begin{array}{c} h_{p.t.} = 3'000mm \\ 2 \cdot l = 2 \cdot 2'000 = 4'000mm \end{array} \right\} \Rightarrow h_{cr} \leq 3'000mm$$

Alla luce delle considerazioni appena esposte si evince che l'altezza della zona inelastica di base sarà:

$$h_{cr} = 3'000mm$$

Al fine del progetto delle armature metalliche si considera la zona inelastica di base estesa fino al primo piano, come in figura sottostante.



Zona di localizzazione della cerniera plastica (piano X-Z).

Come già evidenziato la regione critica è costituita da un'anima centrale e da due elementi laterali confinati.

Elementi laterali confinati

In tale zona il rapporto geometrico dell'armatura totale verticale deve essere compreso tra i seguenti limiti:

$$0{,}01 \leq \rho_v \leq 0{,}04$$

Pertanto la percentuale geometrica di armatura verticale minima sarà pari a:

$$\rho_{v,\min} = 0{,}01$$

[2] L'altezza critica h_{cr} individua nell'elemento strutturale parete la sua regione critica, ossia la zona alla base dove si possono localizzare le cerniere plastiche.

Anima centrale
Vanno seguite le regole per la situazione persistente/transitoria. Pertanto la percentuale geometrica di armatura verticale minima sarà pari a:

$$\rho_{v,\min} = 0{,}004$$

ZONA ELASTICA
Vanno seguite le regole per la situazione persistente/transitoria. Pertanto la percentuale geometrica di armatura verticale minima sarà pari a:

$$\rho_{v,\min} = 0{,}004$$

ARMATURA ORIZZONTALE MINIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA
Secondo quanto indicato in EC2 § 5.4.7.3, devono essere previste armature orizzontali poste parallelamente alle superfici della parete (o muro di calcestruzzo armato) e collocate, in corrispondenza di ciascuna faccia, tra le armature verticali e la superficie più vicina. Esse saranno non meno del 50% delle armature verticali, ossia:

$$\rho_{h,\min} = \frac{\rho_{v,prov}}{2}$$

dove:

$\rho_{v,prov}$ è l'area dell'armatura verticale effettivamente disposta nella parete.

SITUAZIONE ECCEZIONALE
Le armature metalliche orizzontali devono essere disposte su entrambe le facce della parete, tra le armature verticali e la superficie più vicina.
Seguire le disposizioni per la situazione persistente/transitoria, indicate in EC2 § 5.4.7.3.

ARMATURA TRASVERSALE MINIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA
Secondo quanto indicato in EC2 § 5.4.7.4, se la percentuale geometrica delle armature verticali destinate a sopportare i carichi esterni è maggiore di 0,02, tali armature devono essere racchiuse da staffe secondo quanto esposto in EC2 § 5.4.1.2.2 (si fa riferimento a quanto indicato per i pilastri).

SITUAZIONE ECCEZIONALE
Secondo quanto indicato dall'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2 si deve distinguere verticalmente la parete in due parti:
- zona inelastica di base (o regione critica);
- zona elastica.

ZONA INELASTICA DI BASE

Elementi laterali confinati

Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da tondini di diametro non inferiore a 8mm, disposti in modo da fermare tutte le barre verticali con un passo massimo pari a:

$$s_{t,\max} = \min\begin{Bmatrix} 250mm \\ 10 \cdot \phi \end{Bmatrix}$$

Anima centrale

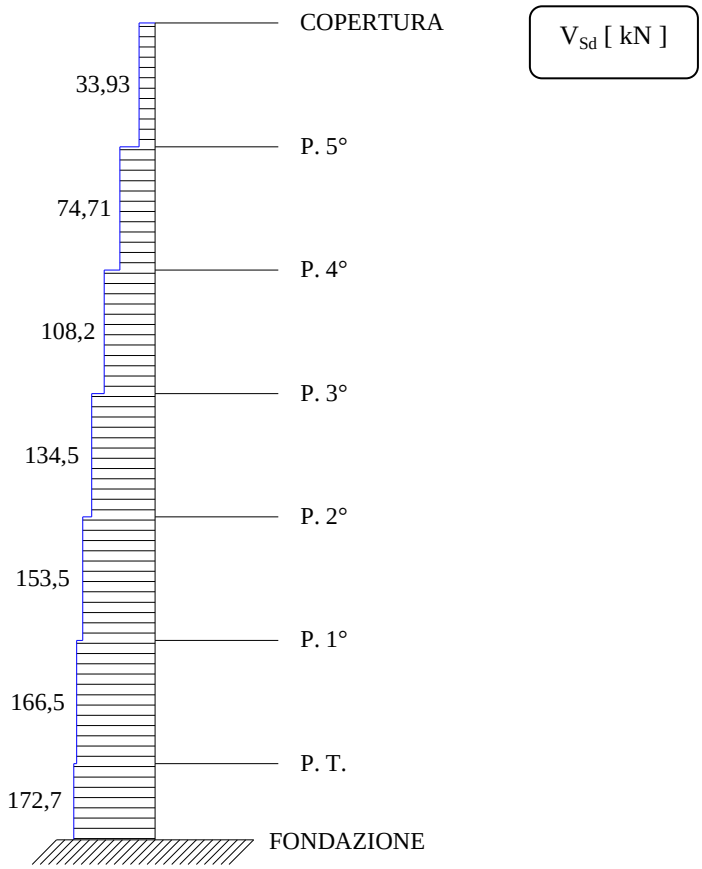
Si fa riferimento a quanto espresso per la situazione persistente/transitoria.

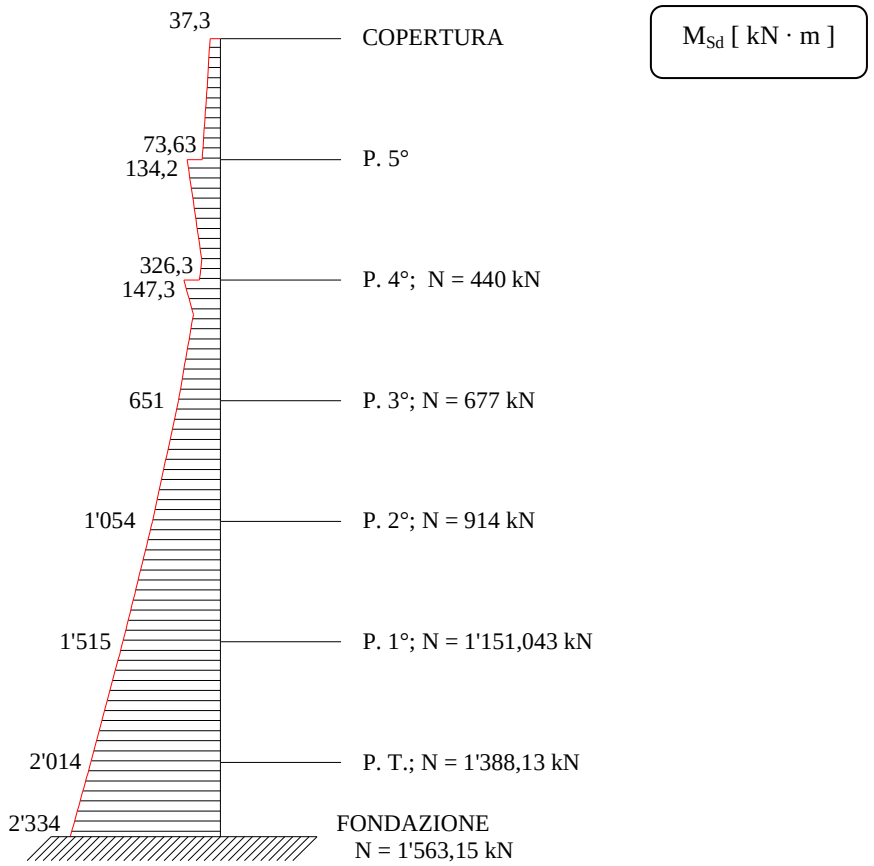
ZONA ELASTICA

Si fa riferimento a quanto espresso per la situazione persistente/transitoria.

Per soddisfare esigenze legate al rispetto del criterio di duttilità globale della struttura e nota l'inversione di fase della sollecitazione sismica (ma anche del vento), nelle zone compressa e tesa si prevede lo stesso quantitativo di armatura: $A_{s2} = A_{s1}$.

Il progetto delle armature metalliche avviene considerando l'inviluppo totale delle sollecitazioni sia per la situazione persistente/transitoria che per la situazione eccezionale; tale inviluppo totale è riportato di seguito.





PIANO DI FONDAZIONE – PIANO TERRENO
Le sollecitazioni di calcolo massime sono pari a:

$$N_{Sd} = 1'563{,}15kN \qquad M_{Sd,Y} = 2'334kN \cdot m$$

Caratteristiche geometriche di progetto (secondo la ENV 206-1):

$$c_{nom} = 30mm$$
$$d = h - c_{nom} = 2'000 - 30 = 1'970mm$$

<u>ARMATURE VERTICALI</u>
Il dimensionamento dell'armatura verticale della parete viene eseguito considerando la sezione pressoinflessa ed imponendo le condizioni:

$$N_{Rd} = N_{Sd} \qquad M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

Sollecitazioni di calcolo adimensionalizzate:
- momento flettente di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\mu_{Sd,Y} = \frac{|M_{Sd,Y}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2'334 \cdot 10^6}{300 \cdot 1'970^2 \cdot 18} = 0{,}111$$

- sforzo assiale di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$v_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot l \cdot f_{cd}} = \frac{1'563{,}15 \cdot 10^3}{300 \cdot 2'000 \cdot 18} = 0{,}145$$

Per sollecitazioni di prevalente compressione nel piano di simmetria la procedura più comoda per il progetto dell'armatura verticale della parete consiste nell'uso dei diagrammi di interazione N – M.
La percentuale meccanica di armatura verticale (o longitudinale) totale si ricava dal diagramma d'interazione ed è pari a:

$$\omega_{req} = 0{,}35$$

L'armatura verticale totale minima richiesta risulta essere pari a:

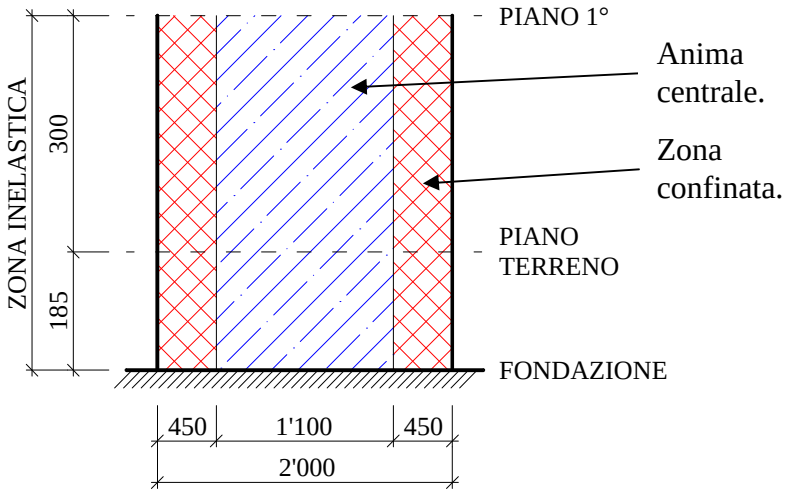
$$A_{v,req} = \varpi_{req} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}35 \cdot 300 \cdot 1'970 \cdot \frac{18}{374} = 9'955 mm^2$$

La parte di parete compresa tra la fondazione ed il piano terreno risulta essere compresa interamente nella zona inelastica di base (o regione critica).

REGIONE CRITICA
Elementi laterali confinati
Secondo quanto affermato dall'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2, la zona laterale confinata è costituita dallo spessore della parete ($b = 300mm$) e da una lunghezza confinata l_c pari a:

$$l_c = \max \begin{Bmatrix} 0{,}2 \cdot l = 0{,}2 \cdot 2'000 = 400mm \\ 1{,}5 \cdot b = 1{,}5 \cdot 300 = 450mm \end{Bmatrix} = 450mm$$

Pertanto avremo:



L'area di armatura verticale minima, per ogni zona confinata, sarà pari a:

$$A_{v,\min} = \rho_{v,\min} \cdot A_c = 0{,}01 \cdot (450 \cdot 300) = 1'350 mm^2$$

In ognuna delle due zone confinate sarà inserita un'armatura metallica verticale costituita da 15 Ø 18mm; avremo così:

$$15\phi 18mm \Rightarrow A_{v,prov} = 3'817mm^2 > 1'350mm^2 = A_{v,\min}$$

Anima centrale

L'anima centrale è costituita dallo spessore della parete ($b = 300mm$) e da una lunghezza pari a:

$$l_{ac} = l - 2 \cdot l_c = 2'000 - 2 \cdot 450 = 1'100mm$$

L'area di armatura verticale minima sarà pari a:

$$A_{v,\min} = \rho_{v,\min} \cdot A_c = 0{,}004 \cdot (1'100 \cdot 300) = 1'320mm^2$$

Nell'anima centrale sarà inserita un'armatura metallica verticale costituita da 10 Ø 18mm; avremo così:

$$10\phi 18mm \Rightarrow A_{v,prov} = 2'545mm^2 > 1'320mm^2 = A_{v,\min}$$

Infine l'armatura verticale totale sarà costituita da 40 Ø 18mm; si avrà:

$$40\phi 18mm \Rightarrow A_{v,prov} = 10'179mm^2 > 9'955mm^2 = A_{v,req}$$

<u>ARMATURE ORIZZONTALI</u>

- Diametro minimo delle barre di armatura:

$$\phi_{h,\min} = \frac{\phi_v}{4} = \frac{18}{4} = 4{,}5mm$$

Si adottano barre di armatura con diametro pari a 10mm.

- Passo massimo delle barre di armatura:

$$s_{h,\max} = \min\begin{Bmatrix} 250mm \\ 10 \cdot \phi_v = 10 \cdot 18 = 180mm \end{Bmatrix} = 180mm$$

Si adotta un passo di 100mm.

L'area di armatura orizzontale minima sarà pari a:

$$\rho_{h,\min} = \frac{\rho_{v,prov}}{2} = \frac{\frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{10'179}{300 \cdot 2'000}}{2} = 0{,}0085$$

Adottando come armatura metallica orizzontale delle staffe chiuse Ø 10/60mm ($A_{h,prov} = 157mm^2$), pertanto si avrà:

$$\rho_{h,prov} = \frac{A_{h,prov}}{s_h \cdot b} = \frac{157}{60 \cdot 300} = 0{,}0087 > 0{,}0085 = \rho_{h,\min}$$

<u>ARMATURE TRASVERSALI</u>

Elementi laterali confinati

- Diametro minimo delle barre di armatura:

$$\phi_{h,\min} = 8mm$$

Si adottano barre di armatura con diametro pari a 10mm.

- Passo massimo delle barre di armatura:

$$s_{h,\max} = \min\begin{Bmatrix} 250mm \\ 10 \cdot \phi_v = 10 \cdot 180 = 180mm \end{Bmatrix} = 180mm$$

Tale passo, per mantenere una buona duttilità nelle vicinanze dei nodi con le travi, deve essere ridotto di un 40%, quindi:

$$s_{h,\max} = 0{,}6 \cdot 180 = 130mm$$

Si adotta un passo di 60mm.

Adottando come armatura trasversale per gli elementi laterali confinati delle staffe chiuse Ø 10/60mm ($A_{h,prov} = 157mm^2$), pertanto si avrà:

$$\rho_{h,prov} = \frac{A_{h,prov}}{s_h \cdot b} = \frac{157}{60 \cdot 300} = 0{,}0087$$

Anima centrale

Secondo le impostazioni contenute in EC2 § 5.4.7.4, siccome:

$$\rho_{v,prov} = \frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{10'179}{300 \cdot 2'000} = 0{,}017 < 0{,}02$$

non è richiesto che le armature verticali siano racchiuse da staffe aggiuntive.

Per rispettare i minimi di normativa, comunque, una staffa chiusa di diametro 10mm di quelle per le zone confinate, con un passo di 120mm, sarà impiegata al fine di contenere dallo sbandamento laterale le armature verticali dell'anima centrale.

PIANO TERRENO – PIANO PRIMO
Le sollecitazioni di calcolo massime sono pari a:

$$N_{Sd} = 1'388{,}13kN \qquad M_{Sd,Y} = 2'014kN \cdot m$$

Caratteristiche geometriche di progetto (secondo la ENV 206-1):

$$c_{nom} = 20mm \qquad d = h - c_{nom} = 2'000 - 20 = 1'980mm$$

<u>ARMATURE VERTICALI</u>
Il dimensionamento dell'armatura verticale della parete viene eseguito considerando la sezione pressoinflessa ed imponendo le condizioni:

$$N_{Rd} = N_{Sd} \qquad M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

Sollecitazioni di calcolo adimensionalizzate:
- momento flettente di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\mu_{Sd,Y} = \frac{|M_{Sd,Y}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2'014 \cdot 10^6}{300 \cdot 1'980^2 \cdot 18} = 0{,}095$$

- sforzo assiale di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\nu_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot l \cdot f_{cd}} = \frac{1'388{,}13 \cdot 10^3}{300 \cdot 2'000 \cdot 18} = 0{,}129$$

Per sollecitazioni di prevalente compressione nel piano di simmetria la procedura più comoda per il progetto dell'armatura verticale della parete consiste nell'uso dei diagrammi di interazione N – M.
La percentuale meccanica di armatura verticale (o longitudinale) totale necessaria si ricava dal diagramma d'interazione ed è pari a:

$$\omega_{req} = 0{,}33$$

Siccome tale valore risulta inferiore, seppur di poco, a quello relativo alla parte precedente (fondazione – piano terreno) per la quale $\omega_{req} = 0{,}35$, si decide di mantenere lo stesso quantitativo di armatura verticale: in totale 40 Ø 18 ($A_{v,prov} = 10'179mm^2$) suddivisi in:
- 30 Ø 18 ($A_v = 7'634mm^2$) nelle due zone confinate;
- 10 Ø 18 ($A_v = 2'545mm^2$) nell'anima centrale.

Ricordo che si è ancora all'interno della zona inelastica di base (o zona critica).

ARMATURE ORIZZONTALI

- Diametro minimo delle barre di armatura:

$$\phi_{h,\min} = \frac{\phi_v}{4} = \frac{18}{4} = 4{,}5mm$$

Si adottano barre di armatura con diametro pari a 10mm.

- Passo massimo delle barre di armatura:

$$s_{h,\max} = \min\begin{Bmatrix} 250mm \\ 10 \cdot \phi_v = 10 \cdot 18 = 180mm \end{Bmatrix} = 180mm$$

Si adotta un passo di 100mm.

L'area di armatura orizzontale minima sarà pari a:

$$\rho_{h,\min} = \frac{\rho_{v,prov}}{2} = \frac{\frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{10'179}{300 \cdot 2'000}}{2} = 0{,}0085$$

Adottando come armatura metallica orizzontale delle staffe chiuse Ø 10 / 60mm ($A_{h,prov} = 157mm^2$), pertanto si avrà:

$$\rho_{h,prov} = \frac{A_{h,prov}}{s_h \cdot b} = \frac{157}{60 \cdot 300} = 0{,}0087 > 0{,}0085 = \rho_{h,\min}$$

ARMATURE TRASVERSALI

Elementi laterali confinati

- Diametro minimo delle barre di armatura:

$$\phi_{h,\min} = 8mm$$

Si adottano barre di armatura con diametro pari a 10mm.

- Passo massimo delle barre di armatura:

$$s_{h,\max} = \min\begin{Bmatrix} 250mm \\ 10 \cdot \phi_v = 10 \cdot 180 = 180mm \end{Bmatrix} = 180mm$$

Tale passo, per mantenere una buona duttilità nelle vicinanze dei nodi con le travi, deve essere ridotto di un 40%, quindi:

$$s_{h,\max} = 0{,}6 \cdot 180 = 130mm$$

Si adotta un passo di 60mm.

Adottando come armatura trasversale per gli elementi laterali confinati delle staffe chiuse Ø 10/60mm ($A_{h,prov} = 157mm^2$), pertanto si avrà:

$$\rho_{h,prov} = \frac{A_{h,prov}}{s_h \cdot b} = \frac{157}{60 \cdot 300} = 0{,}0087$$

Anima centrale
Secondo le impostazioni contenute in EC2 § 5.4.7.4, siccome:

$$\rho_{v,prov} = \frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{10'179}{300 \cdot 2'000} = 0{,}017 < 0{,}02$$

non è richiesto che le armature verticali siano racchiuse da staffe aggiuntive.
Per rispettare i minimi di normativa, comunque, una staffa chiusa di diametro 10mm di quelle per le zone confinate, con un passo di 120mm, sarà impiegata al fine di contenere dallo sbandamento laterale le armature verticali dell'anima centrale.

PIANO PRIMO – PIANO SECONDO
Le sollecitazioni di calcolo massime sono pari a:

$$N_{Sd} = 1'151{,}043kN \qquad M_{Sd,Y} = 1'515kN \cdot m$$

Caratteristiche geometriche di progetto (secondo la ENV 206-1):

$$c_{nom} = 20mm \qquad d = h - c_{nom} = 2'000 - 20 = 1'980mm$$

<u>ARMATURE VERTICALI</u>
Il dimensionamento dell'armatura verticale della parete viene eseguito considerando la sezione pressoinflessa ed imponendo le condizioni:

$$N_{Rd} = N_{Sd} \qquad M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

Sollecitazioni di calcolo adimensionalizzate:
- momento flettente di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\mu_{Sd,Y} = \frac{|M_{Sd,Y}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1'515 \cdot 10^6}{300 \cdot 1'980^2 \cdot 18} = 0{,}072$$

- sforzo assiale di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$v_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot l \cdot f_{cd}} = \frac{1'151{,}043 \cdot 10^3}{300 \cdot 2'000 \cdot 18} = 0{,}107$$

Per sollecitazioni di prevalente compressione nel piano di simmetria la procedura più comoda per il progetto dell'armatura verticale della parete consiste nell'uso dei diagrammi di interazione N – M.
La percentuale meccanica di armatura verticale (o longitudinale) totale si ricava dal diagramma d'interazione ed è pari a:

$$\omega_{req} = 0{,}3$$

L'armatura verticale totale minima richiesta risulta essere pari a:

$$A_{v,req} = \varpi_{req} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}3 \cdot 300 \cdot 1'980 \cdot \frac{18}{374} = 8'576{,}5mm^2$$

Ormai si è usciti dalla zona inelastica di base (o zona critica); occorre operare seguendo le impostazioni dell'EC2 nel rispetto dei vincoli generali dell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2.

L'area di armatura verticale minima sarà pari a:

$$A_{v,\min} = \rho_{v,\min} \cdot A_c = 0{,}004 \cdot (2'000 \cdot 300) = 2'400mm^2 < 8'576{,}5mm^2 = A_{v,req}$$

L'armatura verticale sarà costituita da 36 Ø 18mm; pertanto:

$$36\phi 18mm \Rightarrow A_{v,prov} = 9'161mm^2 > 8'576{,}5mm^2 = A_{v,req}$$

<u>ARMATURE ORIZZONTALI</u>

- Diametro minimo delle barre di armatura:

$$\phi_{h,\min} = \frac{\phi_v}{4} = \frac{18}{4} = 4{,}5mm$$

  Si adottano barre di armatura con diametro pari a 10mm.

- Passo massimo delle barre di armatura:

$$s_{h,\max} = 250mm$$

  Si adotta un passo di 60mm.

L'area di armatura orizzontale minima sarà pari a:

$$\rho_{h,\min} = \frac{\rho_{v,prov}}{2} = \frac{\frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{10'179}{300 \cdot 2'000}}{2} = 0{,}0085$$

Adottando come armatura metallica orizzontale delle staffe chiuse Ø 10/60mm ($A_{h,prov} = 157mm^2$), pertanto si avrà:

$$\rho_{h,prov} = \frac{A_{h,prov}}{s_h \cdot b} = \frac{157}{60 \cdot 300} = 0{,}0087 > 0{,}0085 = \rho_{h,\min}$$

ARMATURE TRASVERSALI
Secondo le impostazioni contenute in EC2 § 5.4.7.4, siccome:

$$\rho_{v,prov} = \frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{10'179}{300 \cdot 2'000} = 0{,}017 < 0{,}02$$

non è richiesto che le armature verticali siano racchiuse da staffe aggiuntive.
Per rispettare i minimi di normativa, comunque, una staffa chiusa di diametro 10mm come quelle per le zone confinate, con un passo di 120mm, sarà impiegata al fine di contenere dallo sbandamento laterale le armature verticali.

PIANO SECONDO – PIANO TERZO
Le sollecitazioni di calcolo massime sono pari a:

$$N_{Sd} = 914kN \qquad M_{Sd,Y} = 1'054kN \cdot m$$

Caratteristiche geometriche di progetto (secondo la ENV 206-1):

$$c_{nom} = 20mm \qquad d = h - c_{nom} = 2'000 - 20 = 1'980mm$$

ARMATURE VERTICALI
Il dimensionamento dell'armatura verticale della parete viene eseguito considerando la sezione pressoinflessa ed imponendo le condizioni:

$$N_{Rd} = N_{Sd} \qquad M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

Sollecitazioni di calcolo adimensionalizzate:
- momento flettente di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\mu_{Sd,Y} = \frac{|M_{Sd,Y}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1'054 \cdot 10^6}{300 \cdot 1'980^2 \cdot 18} = 0{,}05$$

- sforzo assiale di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\nu_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot l \cdot f_{cd}} = \frac{914 \cdot 10^3}{300 \cdot 2'000 \cdot 18} = 0{,}085$$

Per sollecitazioni di prevalente compressione nel piano di simmetria la procedura più comoda per il progetto dell'armatura verticale della parete consiste nell'uso dei diagrammi di interazione N – M.
La percentuale meccanica di armatura verticale (o longitudinale) totale si ricava dal diagramma d'interazione ed è pari a:

$$\omega_{req} = 0{,}2$$

L'armatura verticale totale minima richiesta risulta essere pari a:

$$A_{v,req} = \varpi_{req} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}2 \cdot 300 \cdot 1'980 \cdot \frac{18}{374} = 5'717{,}65 mm^2$$

Ormai si è usciti dalla zona inelastica di base (o zona critica); occorre operare seguendo le impostazioni dell'EC2 nel rispetto dei vincoli generali dell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2.

L'area di armatura verticale minima sarà pari a:

$$A_{v,\min} = \rho_{v,\min} \cdot A_c = 0{,}004 \cdot (2'000 \cdot 300) = 2'400 mm^2 < 5'717{,}65 mm^2 = A_{v,req}$$

L'armatura verticale sarà costituita da 34 Ø 16mm; pertanto:

$$34\phi 16 mm \Rightarrow A_{v,prov} = 6'834 mm^2 > 5'717{,}65 mm^2 = A_{v,req}$$

<u>ARMATURE ORIZZONTALI</u>

- Diametro minimo delle barre di armatura:

$$\phi_{h,\min} = \frac{\phi_v}{4} = \frac{18}{4} = 4{,}5 mm$$

Si adottano barre di armatura con diametro pari a 10mm.

- Passo massimo delle barre di armatura:

$$s_{h,\max} = 250 mm$$

Si adotta un passo di 60mm.

L'area di armatura orizzontale minima sarà pari a:

$$\rho_{h,\min} = \frac{\rho_{v,prov}}{2} = \frac{\frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{6'834}{300 \cdot 2'000}}{2} = 0{,}0057$$

Adottando come armatura metallica orizzontale delle staffe chiuse Ø 10/80mm ($A_{h,prov} = 157 mm^2$), pertanto si avrà:

$$\rho_{h,prov} = \frac{A_{h,prov}}{s_h \cdot b} = \frac{157}{80 \cdot 300} = 0{,}0065 > 0{,}0057 = \rho_{h,\min}$$

ARMATURE TRASVERSALI
Secondo le impostazioni contenute in EC2 § 5.4.7.4, siccome:

$$\rho_{v,prov} = \frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{6'834}{300 \cdot 2'000} = 0{,}0114 < 0{,}02$$

non è richiesto che le armature verticali siano racchiuse da staffe aggiuntive.
Si manterranno solo le legature (Ø 8mm) tra le armature verticali.

PIANO TERZO – PIANO QUARTO
Le sollecitazioni di calcolo massime sono pari a:

$$N_{Sd} = 677kN \qquad M_{Sd,Y} = 651kN \cdot m$$

Caratteristiche geometriche di progetto (secondo la ENV 206-1):

$$c_{nom} = 20mm \qquad d = h - c_{nom} = 2'000 - 20 = 1'980mm$$

ARMATURE VERTICALI
Il dimensionamento dell'armatura verticale della parete viene eseguito considerando la sezione pressoinflessa ed imponendo le condizioni:

$$N_{Rd} = N_{Sd} \qquad M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

Sollecitazioni di calcolo adimensionalizzate:
- momento flettente di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\mu_{Sd,Y} = \frac{|M_{Sd,Y}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{651 \cdot 10^6}{300 \cdot 1'980^2 \cdot 18} = 0{,}031$$

- sforzo assiale di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$v_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot l \cdot f_{cd}} = \frac{677 \cdot 10^3}{300 \cdot 2'000 \cdot 18} = 0{,}063$$

Per sollecitazioni di prevalente compressione nel piano di simmetria la procedura più comoda per il progetto dell'armatura verticale della parete consiste nell'uso dei diagrammi di interazione N – M.
La percentuale meccanica di armatura verticale (o longitudinale) totale si ricava dal diagramma d'interazione ed è pari a:

$$\omega_{req} = 0{,}12$$

L'armatura verticale totale minima richiesta risulta essere pari a:

$$A_{v,req} = \varpi_{req} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}12 \cdot 300 \cdot 1'980 \cdot \frac{18}{374} = 3'430{,}59 mm^2$$

Ormai si è usciti dalla zona inelastica di base (o zona critica); occorre operare seguendo le impostazioni dell'EC2 nel rispetto dei vincoli generali dell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2.

L'area di armatura verticale minima sarà pari a:

$$A_{v,\min} = \rho_{v,\min} \cdot A_c = 0{,}004 \cdot (2'000 \cdot 300) = 2'400 mm^2 < 3'430{,}59 mm^2 = A_{v,req}$$

L'armatura verticale sarà costituita da 34 Ø 12mm; pertanto:

$$34\phi 12 mm \Rightarrow A_{v,prov} = 3'842 mm^2 > 3'430{,}59 mm^2 = A_{v,req}$$

<u>ARMATURE ORIZZONTALI</u>

- Diametro minimo delle barre di armatura:

$$\phi_{h,\min} = \frac{\phi_v}{4} = \frac{18}{4} = 4{,}5 mm$$

Si adottano barre di armatura con diametro pari a 10mm.

- Passo massimo delle barre di armatura:

$$s_{h,\max} = 250 mm$$

Si adotta un passo di 100mm.

L'area di armatura orizzontale minima sarà pari a:

$$\rho_{h,\min} = \frac{\rho_{v,prov}}{2} = \frac{\frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{3'842}{300 \cdot 2'000}}{2} = 0{,}0032$$

Adottando come armatura metallica orizzontale delle staffe chiuse Ø 10/100mm ($A_{h,prov} = 157 mm^2$), pertanto si avrà:

$$\rho_{h,prov} = \frac{A_{h,prov}}{s_h \cdot b} = \frac{157}{100 \cdot 300} = 0{,}0052 > 0{,}0032 = \rho_{h,\min}$$

ARMATURE TRASVERSALI
Secondo le impostazioni contenute in EC2 § 5.4.7.4, siccome:

$$\rho_{v,prov} = \frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{3'842}{300 \cdot 2'000} = 0{,}0064 < 0{,}02$$

non è richiesto che le armature verticali siano racchiuse da staffe aggiuntive.
Si manterranno solo le legature (Ø 8mm) tra le armature verticali.

PIANO QUARTO – PIANO QUINTO
Le sollecitazioni di calcolo massime sono pari a:

$$N_{Sd} = 440kN \qquad M_{Sd,Y} = 326{,}3kN \cdot m$$

Caratteristiche geometriche di progetto (secondo la ENV 206-1):

$$c_{nom} = 20mm \qquad d = h - c_{nom} = 2'000 - 20 = 1'980mm$$

ARMATURE VERTICALI
Il dimensionamento dell'armatura verticale della parete viene eseguito considerando la sezione pressoinflessa ed imponendo le condizioni:

$$N_{Rd} = N_{Sd} \qquad M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

Sollecitazioni di calcolo adimensionalizzate:
- momento flettente di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\mu_{Sd,Y} = \frac{|M_{Sd,Y}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{326{,}3 \cdot 10^6}{300 \cdot 1'980^2 \cdot 18} = 0{,}015$$

- sforzo assiale di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$v_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot l \cdot f_{cd}} = \frac{440 \cdot 10^3}{300 \cdot 2'000 \cdot 18} = 0{,}041$$

Per sollecitazioni di prevalente compressione nel piano di simmetria la procedura più comoda per il progetto dell'armatura verticale della parete consiste nell'uso dei diagrammi di interazione N – M.
La percentuale meccanica di armatura verticale (o longitudinale) totale si ricava dal diagramma d'interazione ed è pari a:

$$\omega_{req} = 0{,}08$$

L'armatura verticale totale minima richiesta risulta essere pari a:

$$A_{v,req} = \varpi_{req} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}08 \cdot 300 \cdot 1'980 \cdot \frac{18}{374} = 2'287mm^2$$

Ormai si è usciti dalla zona inelastica di base (o zona critica); occorre operare seguendo le impostazioni dell'EC2 nel rispetto dei vincoli generali dell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2.

L'area di armatura verticale minima sarà pari a:

$$A_{v,\min} = \rho_{v,\min} \cdot A_c = 0{,}004 \cdot (2'000 \cdot 300) = 2'400 mm^2 > 2'287 mm^2 = A_{v,req}$$

occorre rispettare i valori minimi imposti dalle normative.

L'armatura verticale sarà costituita da 26 Ø 12mm; pertanto:

$$26\phi 12mm \Rightarrow A_{v,prov} = 2'940 mm^2 > \begin{Bmatrix} 2'400 mm^2 = A_{v,\min} \\ 2'287 mm^2 = A_{v,req} \end{Bmatrix}$$

<u>ARMATURE ORIZZONTALI</u>

- Diametro minimo delle barre di armatura:

$$\phi_{h,\min} = \frac{\phi_v}{4} = \frac{18}{4} = 4{,}5mm$$

Si adottano barre di armatura con diametro pari a 10mm.

- Passo massimo delle barre di armatura:

$$s_{h,\max} = 250mm$$

Si adotta un passo di 100mm.

L'area di armatura orizzontale minima sarà pari a:

$$\rho_{h,\min} = \frac{\rho_{v,prov}}{2} = \frac{\frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{2'940}{300 \cdot 2'000}}{2} = 0{,}00245$$

Adottando come armatura metallica orizzontale delle staffe chiuse Ø 10/100mm ($A_{h,prov} = 157 mm^2$), pertanto si avrà:

$$\rho_{h,prov} = \frac{A_{h,prov}}{s_h \cdot b} = \frac{157}{100 \cdot 300} = 0{,}0052 > 0{,}00245 = \rho_{h,\min}$$

<u>ARMATURE TRASVERSALI</u>

Secondo le impostazioni contenute in EC2 § 5.4.7.4, siccome:

$$\rho_{v,prov} = \frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{2'940}{300 \cdot 2'000} = 0{,}0049 < 0{,}02$$

non è richiesto che le armature verticali siano racchiuse da staffe aggiuntive.
Si manterranno solo le legature (Ø 8mm) tra le armature verticali.

PIANO QUINTO – COPERTURA
Le sollecitazioni di calcolo massime sono pari a:

$$N_{Sd} = 203kN \qquad M_{Sd,Y} = 134{,}2kN \cdot m$$

Caratteristiche geometriche di progetto (secondo la ENV 206-1):

$$c_{nom} = 20mm \qquad d = h - c_{nom} = 2'000 - 20 = 1'980mm$$

<u>ARMATURE VERTICALI</u>
Il dimensionamento dell'armatura verticale della parete viene eseguito considerando la sezione pressoinflessa ed imponendo le condizioni:

$$N_{Rd} = N_{Sd} \qquad M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

Sollecitazioni di calcolo adimensionalizzate:
- momento flettente di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\mu_{Sd,Y} = \frac{|M_{Sd,Y}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{134{,}2 \cdot 10^6}{300 \cdot 1'980^2 \cdot 18} = 0{,}006$$

- sforzo assiale di calcolo adimensionalizzato (o ridotto):

$$\nu_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot l \cdot f_{cd}} = \frac{203 \cdot 10^3}{300 \cdot 2'000 \cdot 18} = 0{,}019$$

Per sollecitazioni di prevalente compressione nel piano di simmetria la procedura più comoda per il progetto dell'armatura verticale della parete consiste nell'uso dei diagrammi di interazione N – M.
La percentuale meccanica di armatura verticale (o longitudinale) totale si ricava dal diagramma d'interazione ed è pari a:

$$\omega_{req} = 0{,}035$$

L'armatura verticale totale minima richiesta risulta essere pari a:

$$A_{v,req} = \varpi_{req} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0{,}035 \cdot 300 \cdot 1'980 \cdot \frac{18}{374} = 1'000{,}6mm^2$$

Ormai si è usciti dalla zona inelastica di base (o zona critica); occorre operare seguendo le impostazioni dell'EC2 nel rispetto dei vincoli generali dell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2.

L'area di armatura verticale minima sarà pari a:

$$A_{v,\min} = \rho_{v,\min} \cdot A_c = 0{,}004 \cdot (2'000 \cdot 300) = 2'400mm^2 > 1'000{,}6mm^2 = A_{v,req}$$

occorre rispettare i valori minimi imposti dalle normative.

L'armatura verticale sarà costituita da 26 Ø 12mm; pertanto:

$$26\phi 12mm \Rightarrow A_{v,prov} = 2'940mm^2 > \begin{Bmatrix} 2'400mm^2 = A_{v,\min} \\ 1'000{,}6mm^2 = A_{v,req} \end{Bmatrix}$$

<u>ARMATURE ORIZZONTALI</u>

- Diametro minimo delle barre di armatura:

$$\phi_{h,\min} = \frac{\phi_v}{4} = \frac{18}{4} = 4{,}5mm$$

Si adottano barre di armatura con diametro pari a 10mm.

- Passo massimo delle barre di armatura:

$$s_{h,\max} = 250mm$$

Si adotta un passo di 100mm.

L'area di armatura orizzontale minima sarà pari a:

$$\rho_{h,\min} = \frac{\rho_{v,prov}}{2} = \frac{\frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{2'940}{300 \cdot 2'000}}{2} = 0{,}00245$$

Adottando come armatura metallica orizzontale delle staffe chiuse Ø 10/100mm ($A_{h,prov} = 157mm^2$), pertanto si avrà:

$$\rho_{h,prov} = \frac{A_{h,prov}}{s_h \cdot b} = \frac{157}{100 \cdot 300} = 0{,}0052 > 0{,}00245 = \rho_{h,\min}$$

<u>ARMATURE TRASVERSALI</u>

Secondo le impostazioni contenute in EC2 § 5.4.7.4, siccome:

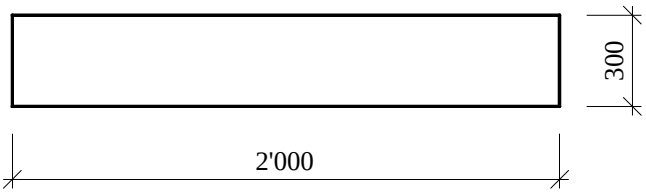
$$\rho_{v,prov} = \frac{A_{v,prov}}{b \cdot l} = \frac{2'940}{300 \cdot 2'000} = 0{,}0049 < 0{,}02$$

non è richiesto che le armature verticali siano racchiuse da staffe aggiuntive.
Si manterranno solo le legature (Ø 8mm) tra le armature verticali.

4. STATO LIMITE ULTIMO INDOTTO DA DEFORMAZIONI DELLA STRUTTURA – instabilità

La verifica allo stato limite ultimo indotto da deformazioni della struttura (instabilità) viene eseguito secondo il procedimento già descritto per i pilastri.
A differenza dei pilastri, però, la parete viene considerata come un unico elemento strutturale di altezza $h = 20{,}03m$.

La verifica viene eseguita relativamente al piano di maggiore instabilità (Y,Z); le caratteristiche geometriche delle sezioni di calcestruzzo sono espresse in figura.



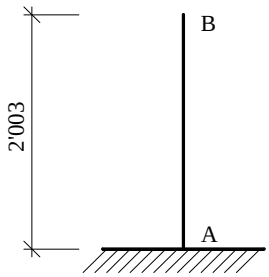
Quote in mm.

$$A = 2 \cdot 0{,}3 = 0{,}6m^2$$

- Momento di inerzia della sezione di calcestruzzo:

$$J_x = \frac{b \cdot l^3}{12} = \frac{0{,}3 \cdot 2^3}{12} = 0{,}2m^4$$

- Lunghezza libera d'inflessione della parete:



Quote in cm.

- siccome nel nodo A la parete risulta incastrata al piede, il coefficiente per tale nodo risulterebbe $k_A = 0$; il nomogramma dell'EC2 per strutture a nodi fissi raccomanda di non utilizzare valori inferiori a 0,4; pertanto si adotterà $k_A = 0{,}4$;
- siccome il nodo B risulta libero, il coefficiente per tale nodo vale $k_B = \infty$.

Dal nomogramma dell'EC2 per strutture a nodi fissi si ricava il coefficiente β:

$$\left\{ \begin{matrix} k_A = 0{,}4 \\ k_B = \infty \end{matrix} \right\} \Rightarrow \beta = 0{,}8$$

Pertanto la lunghezza libera d'inflessione della parete risulta:

$$l_0 = \beta \cdot h = 0{,}8 \cdot 20{,}03 = 16{,}024m$$

- Raggio giratore minimo:

$$i_{(Y,Z)} = i_{\min} = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{0,2}{0,6}} = 0,577m$$

- Rapporto di snellezza della parete:

$$\lambda_{(Y,Z)} = \frac{l_0}{i_{\min}} = \frac{16,024}{0,577} = 27,75$$

- Classificazione della parete:
  - coefficiente di forza longitudinale dell'elemento, pari a:

$$v_u = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{(1'563,15 - 15 \cdot 1,85) \cdot 10^3}{(300 \cdot 2'000) \cdot 18} = 0,1422$$

  - snellezza limite per pareti non snelle:

$$\lambda \leq \max\left\{ \frac{15}{\sqrt{v_u}} = \frac{\begin{matrix} 25 \\ 15 \end{matrix}}{\sqrt{0,1422}} = 39 \right\} \Rightarrow \lambda \leq 39$$

Pertanto in base alla seguente disuguaglianza:

$$\lambda_{(Y,Z)} = 27,75 < 39$$

la parete in esame, nel piano di maggiore instabilità (Y,Z), si può considerare come tozza (non snella): valgono le sollecitazioni del primo ordine.

5. PROGETTO E VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

Il progetto, ove necessario, dell'armatura aggiuntiva per resistere alle azioni taglianti viene condotto secondo le impostazioni contenute in EC2 § 4.3.2.4.4 (metodo dell'inclinazione variabile del traliccio).

Per le considerazioni circa lo stato limite ultimo per azioni taglianti si rimanda a quanto già trattato relativamente al progetto/verifica della trave.

5.1. SITUAZIONE ECCEZIONALE

Secondo l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2, nelle zone confinate della zona inelastica di base (o zona critica della parete), l'armatura trasversale deve essere costituita da tondini di diametro non inferiore a 8mm, disposti in modo da fermare tutte le barre verticali, con un passo non superiore a 10 volte il diametro della barra trattenuta o a 250mm.

In base a quanto appena affermato:
- l'armatura trasversale è costituita da tondini di diametro 10mm, superiore al minimo normativo di 8mm;
- per mezzo di staffe chiuse e di legature tutte le barre verticali sono trattenute;
- il massimo passo dell'armatura trasversale all'interno della zona critica è pari a 120mm, inferiore ai minimi imposti dalla normativa:

$$s_{t,\max} = 120mm < \begin{Bmatrix} 250mm \\ 10 \cdot \phi_v = 10 \cdot 18 = 180mm \end{Bmatrix}$$

Secondo l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.4.5.2, sono previsti tre tipi di verifica a taglio:
- verifica dell'anima a compressione;
- verifica del meccanismo resistente a trazione;
- verifica a scorrimento lungo piani orizzontali.

STAFFE E LEGATURE IMPIEGATE

Su disposizione di quanto indicato nell'O.P.C.M n° 3274 al § 5.5.2.3, le staffe rettangolari in Ø 10mm, avranno ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità.

Le legature avranno un diametro di 8mm e ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità.

VERIFICA DELL'ANIMA A COMPRESSIONE

Secondo quanto imposto dall'O.P.C.M. n° 3274 § 5.4.5.2, deve essere verificata la condizione:

$$V < V_{Rd2}$$

dove:

V è il taglio massimo sollecitante, pari a 172,7 kN;

V_{Rd2} è la massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata dall'elemento senza rottura delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo, pari a:

$$V_{Rd2} = 0{,}4 \cdot \left(0{,}7 - \frac{f_{ck}}{200}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot z$$

dove:

z è il braccio delle forze interne, valutabile come $0{,}8 \cdot l$.

Quindi:

$$V_{Rd2} = 0{,}4 \cdot \left(0{,}7 - \frac{0{,}83 \cdot 35}{200}\right) \cdot 18 \cdot 300 \cdot (0{,}8 \cdot 2'000) \cdot 10^{-3} = 1'933kN$$

Allora:

$$V = 172{,}2kN < 1'933kN = V_{Rd2}$$

La verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA DEL MECCANISMO RESISTENTE A TRAZIONE

Secondo quanto imposto dall'O.P.C.M. n° 3274 § 5.4.5.2, deve essere verificata la condizione:

$$V < V_{Rd3}$$

dove:

V è il taglio massimo sollecitante nella sezione di calcolo;

V_{Rd3} è la forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio, pari a:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$ [3]

dove:

V_{cd} rappresenta il contributo del conglomerato cementizio, da valutare in base alla posizione della sezione di verifica:

- nella zona inelastica di base, per sforzo assiale di compressione:

$$V_{cd} = \tau_{Rd} \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho) \cdot b_0 \cdot z$$

- fuori dalla zona inelastica di base, per sforzo assiale di compressione:

$$V_{cd} = \tau_{Rd} \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho) \cdot b_0 \cdot z$$

V_{wd} rappresenta il contributo dell'armatura trasversale, pari a:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot (0{,}9 \cdot d)$$

La verifica viene effettuata per la condizione più gravosa, cioè il tratto fondazione – piano terreno, per la quale:

$$V = 172{,}7 kN$$

Contributo del conglomerato cementizio:

$\rho = 0$ a favore di sicurezza.

$$V_{cd} = \tau_{Rd} \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho) \cdot b_0 \cdot z =$$
$$= \left(\frac{189}{6'400} \cdot \sqrt[3]{35^2} \right) \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0) \cdot 300 \cdot (0{,}8 \cdot 2'000) \cdot 10^{-3} = 182 kN$$

Contributo dell'armatura trasversale:

$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot (0{,}9 \cdot d) = 0$ a favore di sicurezza.

[3] Equivale al metodo normale ($\theta = 45°$) descritto in EC2 § 4.3.2.4.3.

Calcolo della forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} = 182 + 0 = 182kN$$

Siccome:

$$V = 172{,}2kN < 182kN = V_{Rd3}$$

la condizione risulta verificata per ogni sezione di calcolo.

VERIFICA A SCORRIMENTO LUNGO PIANI ORIZZONTALI

Secondo quanto imposto dall'O.P.C.M. n° 3274 § 5.4.5.2, deve essere verificata la condizione:

$$V < V_{Rd,s}$$

dove:

V è il taglio massimo sollecitante nella sezione di calcolo;

$V_{Rd,s}$ è la forza di taglio di calcolo per scorrimento che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio, pari a:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{fd} + V_{id}$$

dove:

V_{dd} rappresenta il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, pari a:

$$V_{dd} = 0{,}25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj}$$

dove:

$\sum A_{sj}$ è l'area totale delle barre d'armatura verticali intersecanti il piano di scorrimento;

V_{fd} rappresenta il contributo della resistenza per attrito, pari a:

$$V_{fd} = 0{,}25 \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l \cdot b_0$$

dove:

ξ è la posizione normalizzata dell'asse neutro, pari a:

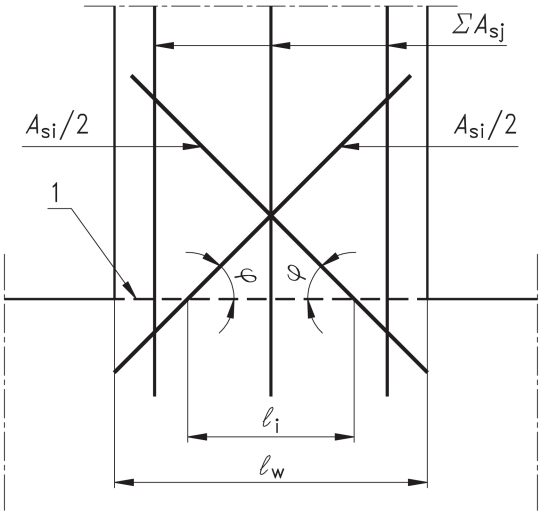
$$\xi = \frac{x}{d}$$

V_{id} rappresenta il contributo della resistenza a taglio delle barre d'armatura inclinate (di un angolo φ), pari a:

$$V_{id} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos\varphi$$

dove:

$\sum A_{si}$ è l'area totale delle barre d'armatura inclinate (di un angolo φ) in entrambe le direzioni, come in figura a pagina seguente.



La verifica viene effettuata nella sezione che presenta il minor quantitativo di armatura metallica, cioè il tratto piano quarto – piano quinto.

Contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali ($26\phi 12mm$):

$$V_{dd} = 0{,}25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} = 0{,}25 \cdot 374 \cdot 2'940 \cdot 10^{-3} = 274{,}89kN$$

Siccome già solo tale valore risulta nettamente superiore al taglio massimo che sollecita l'elemento parete

$$V_{\max} = 172{,}7kN < 274{,}89kN = V_{dd} < V_{Rd,s}$$

la verifica può concludersi a tale punto con esito positivo.

5.2. SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA

Si applicano le disposizioni dettate dall'EC2 § 5.4.7.4 e, secondo quanto affermato in tale punto, nel caso in cui $\rho_{v,prov} > 0{,}02$, si fa riferimento a quanto esposto nel § 5.4.1.2.2 (pilastri – armature trasversali).

Nel caso in esame $\rho_{v,prov}$ risulta sempre essere inferiore al valore di 0,02.
Non occorre eseguire le verifiche a taglio per la condizione persistente/transitoria se vengono rispettati i limiti imposti dall'EC2 e se, senza aggiunta di armatura trasversale, le verifiche per la situazione eccezionale si concludono positivamente.

Siccome le verifiche per la situazione eccezionale non hanno richiesto armatura trasversale aggiuntiva e si sono concluse positivamente, in base a quanto appena scritto, è possibile tralasciare le verifiche a taglio per la situazione persistente/transitoria[4].

[4] Inoltre le sollecitazioni orizzontali per la situazione persistente/transitoria, cioè il vento, sono fortemente minori rispetto alle azioni equivalenti del sisma.

6. VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

ARMATURA VERTICALE MASSIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA
Secondo quanto indicato in EC2 § 5.4.7.2, la percentuale geometrica delle armature verticali deve soddisfare:

$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04$$

Inoltre la distanza tra due barre verticali adiacenti deve soddisfare:

$$d_v \leq \min\begin{Bmatrix} 300mm \\ 2 \cdot b = 2 \cdot 300 = 600mm \end{Bmatrix} \Rightarrow d_v \leq 300mm$$

SITUAZIONE ECCEZIONALE
Secondo quanto indicato nell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2:
- Le armature verticali devono essere collegate con legature in ragione di almeno 9 ogni metro quadrato;
- Il passo tra le barre di armatura verticale deve soddisfare:

$$s_v \leq 300mm$$

- Il diametro delle barre di armatura verticale deve soddisfare:

$$\phi_v \leq \frac{b}{10} \Rightarrow \phi_v \leq \frac{300}{10} = 30mm$$

Occorre inoltre distinguere tra la zona inelastica di base (o zona critica) ed il resto dell'elemento strutturale.

ZONA INELASTICA DI BASE
Nella zona critica, occorre ancora distinguere tra:
- zona confinata;
- zona non confinata o anima centrale.

Zona confinata
In tale zona, il rapporto geometrico dell'armatura verticale deve soddisfare:

$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04$$

Zona non confinata
Vanno seguite le regole per le condizioni non sismiche; fare riferimento a quanto indicato in merito alla situazione persistente/transitoria.

ESTERNO DELLA ZONA INELASTICA DI BASE
Vanno seguite le regole per le condizioni non sismiche; fare riferimento a quanto indicato in merito alla situazione persistente/transitoria.

ARMATURA ORIZZONTALE MASSIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA
Secondo quanto indicato in EC2 § 5.4.7.3 non vengono fissati limiti superiori per il quantitativo di armatura orizzontale; occorre solo rispettare:
- la distanza tra due barre orizzontali adiacenti deve soddisfare:

$$d_h \leq 300mm$$

- il diametro delle barre di armatura orizzontale non deve essere minore di un quarto di quello delle barre verticali, ossia:

$$\phi_h \geq \frac{\phi_v}{4}$$

SITUAZIONE ECCEZIONALE
Secondo quanto indicato nell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2, non vengono fissati limiti superiori per il quantitativo di armatura orizzontale; occorre solo rispettare:
- il passo tra le barre di armatura orizzontale deve soddisfare:

$$s_h \leq 300mm$$

- il diametro delle barre di armatura orizzontale deve soddisfare:

$$\phi_h \leq \frac{b}{10} \Rightarrow \phi_h \leq \frac{300}{10} = 30mm$$

ARMATURA TRASVERSALE MASSIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA
Come già precedentemente accennato, in base alle disposizioni contenute in EC2 § 5.4.7.4, se l'area delle armature verticali soddisfa

$$\rho_{v,prov} > 0{,}02$$

tali armature verticali devono essere racchiuse da staffe secondo quanto indicato in EC 2 § 5.4.1.2.2 (pilastri).

SITUAZIONE ECCEZIONALE
Secondo quanto indicato nell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.5.2, non vengono fissati limiti superiori per il quantitativo di armatura trasversale; occorre solo rispettare alcune disposizioni in base alla posizione della sezione dio calcolo.

ZONA INELASTICA DI BASE
Nella zona critica, occorre ancora distinguere tra:
- zona confinata;
- zona non confinata o anima centrale.

Zona confinata
In tale zona le disposizioni per l'armatura trasversale sono:
- il diametro dei tondini deve soddisfare:

$$\phi_t \geq 8mm$$

- occorre fermare tutte le barre verticali;
- il passo delle barre deve soddisfare:

$$s_t \leq \min\begin{Bmatrix} 250mm \\ 10 \cdot \phi_v \end{Bmatrix}$$

Zona non confinata
Vanno seguite le regole per le condizioni non sismiche; fare riferimento a quanto indicato in merito alla situazione persistente/transitoria.

ESTERNO DELLA ZONA INELASTICA DI BASE
Vanno seguite le regole per le condizioni non sismiche; fare riferimento a quanto indicato in merito alla situazione persistente/transitoria.

PIANO DI FONDAZIONE – PIANO TERRENO
Le proprietà geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono riportate nella verifica di limitazione delle tensioni in esercizio.

<u>VERIFICA ARMATURE VERTICALI</u>
Il progetto, nonché la verifica, di sezioni soggette a tenso o pressoflessione – retta o deviata – con sforzo normale di limitata eccentricità, in condizioni di ininfluenza degli effetti del secondo ordine, risulta particolarmente agevole utilizzando i diagrammi e le superfici di interazione tra le sollecitazioni.
Per la costruzione dei diagrammi di interazione N – M_Y usati per la verifica, si faccia riferimento a quanto riportato nell'Appendice B della presente.
Il tratto compreso tra il piano di fondazione ed il piano terreno fa parte della zona critica.

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - la percentuale geometrica di armatura verticale:

$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{10'179}{300 \cdot 2'000} = 0{,}017 < 0{,}04$$

  - la distanza tra le barre di armatura verticale:

$$d_v \leq 300mm \Rightarrow d_{v,\max} \cong 183mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - tutte le barre sono collegate con legature in Ø 8mm;
  - il passo delle barre di armatura verticale:

$$s_v \leq 300mm \Rightarrow s_{v,\max} \cong 201mm < 300mm$$

- il diametro delle barre di armatura verticale:

$$\phi_v \leq 30mm \Rightarrow \phi_v = 18mm < 30mm$$

- nella zona confinata la percentuale geometrica di armatura verticale:

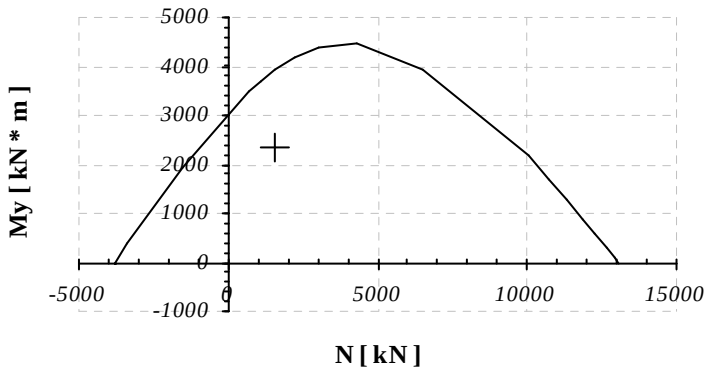
$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{3'817}{300 \cdot 450} = 0{,}028 < 0{,}04$$

- nell'anima centrale la percentuale geometrica di armatura verticale:

$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{2'545}{300 \cdot 1'100} = 0{,}008 < 0{,}04$$

➢ Verifica mediante diagramma d'interazione N – M_y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 1'563{,}15kN \qquad M_{Sd,Y} = 2'334kN \cdot m$$

risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso – flessione retta è soddisfatta.

VERIFICA ARMATURE ORIZZONTALI

Il tratto compreso tra il piano di fondazione ed il piano terreno fa parte della zona critica.

➢ Per la situazione persistente/transitoria:
- il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \geq \frac{\phi_v}{4} \Rightarrow 10 \geq \frac{18}{4} \Rightarrow 10mm > 4{,}5mm$$

- la distanza tra le barre di armatura orizzontale:

$$d_h \leq 300mm \Rightarrow d_{h,\max} 120mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - il passo delle barre di armatura orizzontale:

$$s_h \leq 300mm \Rightarrow s_h = 60mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \leq 30mm \Rightarrow 10mm < 30mm$$

VERIFICA ARMATURE TRASVERSALI

Il tratto compreso tra il piano di fondazione ed il piano terreno fa parte della zona critica.

- Per la situazione persistente/transitoria:

$$\rho_{v,prov} > 0{,}02 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{10'179}{300 \cdot 2'000} = 0{,}017 < 0{,}02$$

non occorre inserire staffe secondo le disposizioni contenute in EC2 § 5.4.1.2.2.

- Per la situazione eccezionale:
  - nell'anima centrale (zona non confinata) vale quanto indicato per la situazione persistente/transitoria:

$$\rho_{v,prov} > 0{,}02 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{2'545}{300 \cdot 1'100} = 0{,}008 < 0{,}02$$

non occorre inserire staffe secondo le disposizioni contenute in EC2 § 5.4.1.2.2.

  - nella zona confinata il diametro dell'armatura trasversale deve soddisfare:

$$\phi_t \geq 8mm \Rightarrow \phi_t = 10mm > 8mm$$

  - nella zona confinata il passo delle barre dell'armatura trasversale deve soddisfare:

$$s_t \leq \min\begin{Bmatrix} 250mm \\ 10 \cdot \phi_v = 10 \cdot 18 = 180mm \end{Bmatrix} 180mm \Rightarrow s_t = 120mm < 180mm$$

PIANO TERRENO – PIANO PRIMO

Le proprietà geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono riportate nella verifica di limitazione delle tensioni in esercizio.

VERIFICA ARMATURE VERTICALI

Il progetto, nonché la verifica, di sezioni soggette a tenso o pressoflessione – retta o deviata – con sforzo normale di limitata eccentricità, in condizioni di ininfluenza degli effetti del secondo ordine, risulta particolarmente agevole utilizzando i diagrammi e le superfici di interazione tra le sollecitazioni.

Per la costruzione dei diagrammi di interazione N – M_Y usati per la verifica, si faccia riferimento a quanto riportato nell'Appendice B della presente.
Il tratto compreso tra il piano di fondazione ed il piano terreno fa parte della zona critica.

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - la percentuale geometrica di armatura verticale:

$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{10'179}{300 \cdot 2'000} = 0{,}017 < 0{,}04$$

  - la distanza tra le barre di armatura verticale:

$$d_v \leq 300mm \Rightarrow d_{v,\max} \cong 183mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - tutte le barre sono collegate con legature in Ø 8mm;
  - il passo delle barre di armatura verticale:

$$s_v \leq 300mm \Rightarrow s_{v,\max} \cong 201mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura verticale:

$$\phi_v \leq 30mm \Rightarrow \phi_v = 18mm < 30mm$$

  - nella zona confinata la percentuale geometrica di armatura verticale:

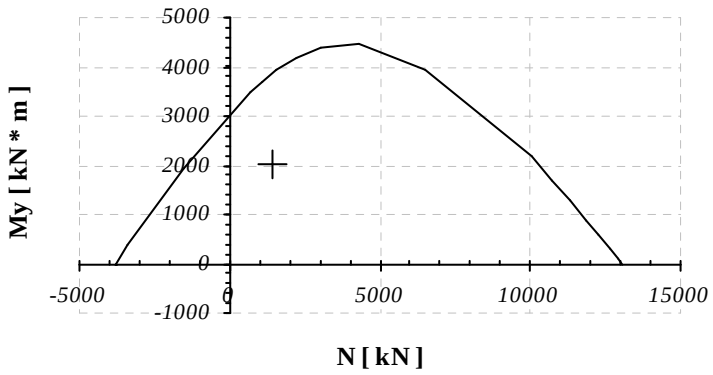
$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{3'817}{300 \cdot 450} = 0{,}028 < 0{,}04$$

  - nell'anima centrale la percentuale geometrica di armatura verticale:

$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{2'545}{300 \cdot 1'100} = 0{,}008 < 0{,}04$$

- Verifica mediante diagramma d'interazione N – M_y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 1'388{,}13kN \qquad M_{Sd,Y} = 2'014kN \cdot m$$

risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso – flessione retta è soddisfatta.

VERIFICA ARMATURE ORIZZONTALI

Il tratto compreso tra il piano di fondazione ed il piano terreno fa parte della zona critica.

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \geq \frac{\phi_v}{4} \Rightarrow 10 \geq \frac{18}{4} \Rightarrow 10mm > 4{,}5mm$$

  - la distanza tra le barre di armatura orizzontale:

$$d_h \leq 300mm \Rightarrow d_{h,\max} 120mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - il passo delle barre di armatura orizzontale:

$$s_h \leq 300mm \Rightarrow s_h = 60mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \leq 30mm \Rightarrow 10mm < 30mm$$

VERIFICA ARMATURE TRASVERSALI

Il tratto compreso tra il piano di fondazione ed il piano terreno fa parte della zona critica.

- Per la situazione persistente/transitoria:

$$\rho_{v,prov} > 0{,}02 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{10'179}{300 \cdot 2'000} = 0{,}017 < 0{,}02$$

  non occorre inserire staffe secondo le disposizioni contenute in EC2 § 5.4.1.2.2.

- Per la situazione eccezionale:
  - nell'anima centrale (zona non confinata) vale quanto indicato per la situazione persistente/transitoria:

$$\rho_{v,prov} > 0{,}02 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{2'545}{300 \cdot 1'100} = 0{,}008 < 0{,}02$$

non occorre inserire staffe secondo le disposizioni contenute in EC2 § 5.4.1.2.2.

- nella zona confinata il diametro dell'armatura trasversale deve soddisfare:

$$\phi_t \geq 8mm \Rightarrow \phi_t = 10mm > 8mm$$

- nella zona confinata il passo delle barre dell'armatura trasversale deve soddisfare:

$$s_t \leq \min\begin{Bmatrix} 250mm \\ 10 \cdot \phi_v = 10 \cdot 18 = 180mm \end{Bmatrix} 180mm \Rightarrow s_t = 120mm < 180mm$$

PIANO PRIMO – PIANO SECONDO

Le proprietà geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono riportate nella verifica di limitazione delle tensioni in esercizio.

<u>VERIFICA ARMATURE VERTICALI</u>

Il progetto, nonché la verifica, di sezioni soggette a tenso o pressoflessione – retta o deviata – con sforzo normale di limitata eccentricità, in condizioni di ininfluenza degli effetti del secondo ordine, risulta particolarmente agevole utilizzando i diagrammi e le superfici di interazione tra le sollecitazioni.

Per la costruzione dei diagrammi di interazione N – M_Y usati per la verifica, si faccia riferimento a quanto riportato nell'Appendice B della presente.

Siamo fuori dalla zona inelastica di base.

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - la percentuale geometrica di armatura verticale:

$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{9'161}{300 \cdot 2'000} = 0{,}015 < 0{,}04$$

  - la distanza tra le barre di armatura verticale:

$$d_v \leq 300mm \Rightarrow d_{v,\max} \cong 116mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - tutte le barre sono collegate con legature in Ø 8mm;
  - il passo delle barre di armatura verticale:

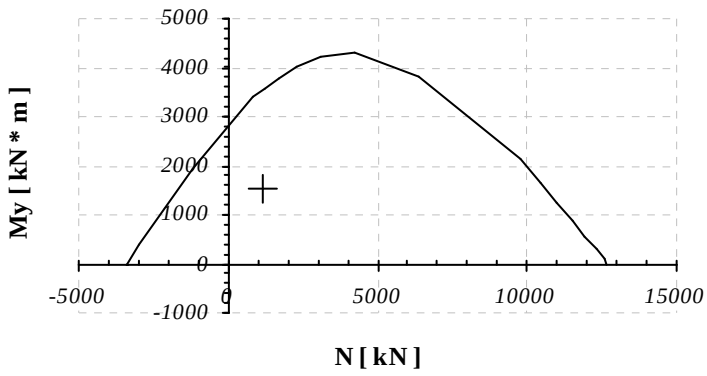
$$s_v \leq 300mm \Rightarrow s_{v,\max} \cong 134mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura verticale:

$$\phi_v \leq 30mm \Rightarrow \phi_v = 18mm < 30mm$$

- Verifica mediante diagramma d'interazione N – M_y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 1'151{,}043kN \qquad M_{Sd,Y} = 1'515kN \cdot m$$

risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso – flessione retta è soddisfatta.

VERIFICA ARMATURE ORIZZONTALI

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \geq \frac{\phi_v}{4} \Rightarrow 10 \geq \frac{18}{4} \Rightarrow 10mm > 4{,}5mm$$

  - la distanza tra le barre di armatura orizzontale:

$$d_h \leq 300mm \Rightarrow d_{h,\max} 60mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - il passo delle barre di armatura orizzontale:

$$s_h \leq 300mm \Rightarrow s_h = 60mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \leq 30mm \Rightarrow 10mm < 30mm$$

VERIFICA ARMATURE TRASVERSALI

- Per la situazione persistente/transitoria :

$$\rho_{v,prov} > 0{,}02 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{9'161}{300 \cdot 2'000} = 0{,}015 < 0{,}02$$

non occorre inserire staffe secondo le disposizioni contenute in EC2 § 5.4.1.2.2.

- Per la situazione eccezionale valgono le disposizioni adottate per la situazione persistente/transitoria.

PIANO SECONDO – PIANO TERZO

Le proprietà geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono riportate nella verifica di limitazione delle tensioni in esercizio.

VERIFICA ARMATURE VERTICALI

Il progetto, nonché la verifica, di sezioni soggette a tenso o pressoflessione – retta o deviata – con sforzo normale di limitata eccentricità, in condizioni di ininfluenza degli effetti del secondo ordine, risulta particolarmente agevole utilizzando i diagrammi e le superfici di interazione tra le sollecitazioni.

Per la costruzione dei diagrammi di interazione N – M_Y usati per la verifica, si faccia riferimento a quanto riportato nell'Appendice B della presente.

Siamo fuori dalla zona inelastica di base.

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - la percentuale geometrica di armatura verticale:

$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{6'834}{300 \cdot 2'000} = 0{,}011 < 0{,}04$$

  - la distanza tra le barre di armatura verticale:

$$d_v \leq 300mm \Rightarrow d_{v,\max} \cong 183mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - tutte le barre sono collegate con legature in Ø 8mm;
  - il passo delle barre di armatura verticale:

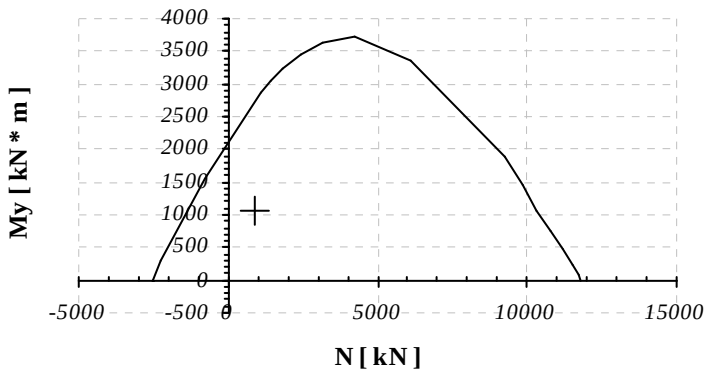
$$s_v \leq 300mm \Rightarrow s_{v,\max} \cong 199mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura verticale:

$$\phi_v \leq 30mm \Rightarrow \phi_v = 16mm < 30mm$$

- Verifica mediante diagramma d'interazione N – M_y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 914kN \qquad M_{Sd,Y} = 1'054kN \cdot m$$

risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso – flessione retta è soddisfatta.

VERIFICA ARMATURE ORIZZONTALI

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \geq \frac{\phi_v}{4} \Rightarrow 10 \geq \frac{16}{4} \Rightarrow 10mm > 4mm$$

  - la distanza tra le barre di armatura orizzontale:

$$d_h \leq 300mm \Rightarrow d_{h,\max} 80mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - il passo delle barre di armatura orizzontale:

$$s_h \leq 300mm \Rightarrow s_h = 80mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \leq 30mm \Rightarrow 10mm < 30mm$$

VERIFICA ARMATURE TRASVERSALI

- Per la situazione persistente/transitoria :

$$\rho_{v,prov} > 0{,}02 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{6'834}{300 \cdot 2'000} = 0{,}011 < 0{,}02$$

non occorre inserire staffe secondo le disposizioni contenute in EC2 § 5.4.1.2.2.

- Per la situazione eccezionale valgono le disposizioni adottate per la situazione persistente/transitoria.

PIANO TERZO – PIANO QUARTO

Le proprietà geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono riportate nella verifica di limitazione delle tensioni in esercizio.

VERIFICA ARMATURE VERTICALI

Il progetto, nonché la verifica, di sezioni soggette a tenso o pressoflessione – retta o deviata – con sforzo normale di limitata eccentricità, in condizioni di ininfluenza degli effetti del secondo ordine, risulta particolarmente agevole utilizzando i diagrammi e le superfici di interazione tra le sollecitazioni.

Per la costruzione dei diagrammi di interazione N – M_Y usati per la verifica, si faccia riferimento a quanto riportato nell'Appendice B della presente.

Siamo fuori dalla zona inelastica di base.

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - la percentuale geometrica di armatura verticale:

$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{3'842}{300 \cdot 2'000} = 0{,}006 < 0{,}04$$

  - la distanza tra le barre di armatura verticale:

$$d_v \leq 300mm \Rightarrow d_{v,\max} \cong 183mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - tutte le barre sono collegate con legature in Ø 8mm;
  - il passo delle barre di armatura verticale:

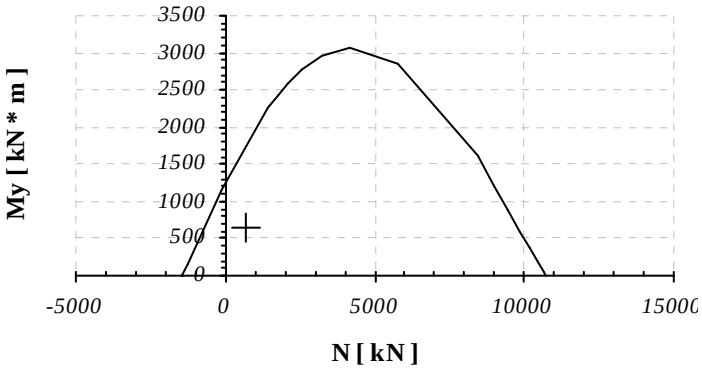
$$s_v \leq 300mm \Rightarrow s_{v,\max} \cong 195mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura verticale:

$$\phi_v \leq 30mm \Rightarrow \phi_v = 12mm < 30mm$$

- Verifica mediante diagramma d'interazione N – M_y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 677kN \qquad M_{Sd,Y} = 651kN \cdot m$$

risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso – flessione retta è soddisfatta.

VERIFICA ARMATURE ORIZZONTALI

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \geq \frac{\phi_v}{4} \Rightarrow 10 \geq \frac{12}{4} \Rightarrow 10mm > 3mm$$

  - la distanza tra le barre di armatura orizzontale:

$$d_h \leq 300mm \Rightarrow d_{h,\max} 100mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - il passo delle barre di armatura orizzontale:

$$s_h \leq 300mm \Rightarrow s_h = 100mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \leq 30mm \Rightarrow 10mm < 30mm$$

VERIFICA ARMATURE TRASVERSALI

- Per la situazione persistente/transitoria :

$$\rho_{v,prov} > 0{,}02 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{6'834}{300 \cdot 2'000} = 0{,}011 < 0{,}02$$

non occorre inserire staffe secondo le disposizioni contenute in EC2 § 5.4.1.2.2.

- Per la situazione eccezionale valgono le disposizioni adottate per la situazione persistente/transitoria.

PIANO QUARTO – PIANO QUINTO

Le proprietà geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono riportate nella verifica di limitazione delle tensioni in esercizio.

VERIFICA ARMATURE VERTICALI

Il progetto, nonché la verifica, di sezioni soggette a tenso o pressoflessione – retta o deviata – con sforzo normale di limitata eccentricità, in condizioni di ininfluenza degli effetti del secondo ordine, risulta particolarmente agevole utilizzando i diagrammi e le superfici di interazione tra le sollecitazioni.

Per la costruzione dei diagrammi di interazione N – M_Y usati per la verifica, si faccia riferimento a quanto riportato nell'Appendice B della presente.

Siamo fuori dalla zona inelastica di base.

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - la percentuale geometrica di armatura verticale:

$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{2'940}{300 \cdot 2'000} = 0{,}005 < 0{,}04$$

  - la distanza tra le barre di armatura verticale:

$$d_v \leq 300mm \Rightarrow d_{v,\max} \cong 183mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - tutte le barre sono collegate con legature in Ø 8mm;
  - il passo delle barre di armatura verticale:

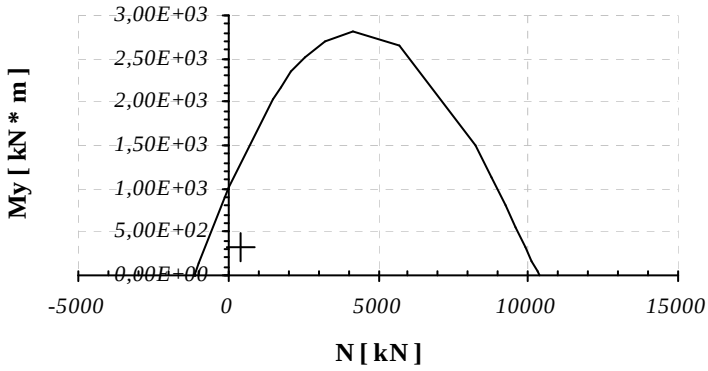
$$s_v \leq 300mm \Rightarrow s_{v,\max} \cong 195mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura verticale:

$$\phi_v \leq 30mm \Rightarrow \phi_v = 12mm < 30mm$$

- Verifica mediante diagramma d'interazione N – M_y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 440kN \qquad M_{Sd,Y} = 326{,}3kN \cdot m$$

risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso – flessione retta è soddisfatta.

VERIFICA ARMATURE ORIZZONTALI

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \geq \frac{\phi_v}{4} \Rightarrow 10 \geq \frac{12}{4} \Rightarrow 10mm > 3mm$$

  - la distanza tra le barre di armatura orizzontale:

$$d_h \leq 300mm \Rightarrow d_{h,\max} 100mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - il passo delle barre di armatura orizzontale:

$$s_h \leq 300mm \Rightarrow s_h = 100mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \leq 30mm \Rightarrow 10mm < 30mm$$

VERIFICA ARMATURE TRASVERSALI

- Per la situazione persistente/transitoria :

$$\rho_{v,prov} > 0{,}02 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{2'940}{300 \cdot 2'000} = 0{,}005 < 0{,}02$$

non occorre inserire staffe secondo le disposizioni contenute in EC2 § 5.4.1.2.2.

- Per la situazione eccezionale valgono le disposizioni adottate per la situazione persistente/transitoria.

PIANO QUINTO – COPERTURA

Le proprietà geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono riportate nella verifica di limitazione delle tensioni in esercizio.

VERIFICA ARMATURE VERTICALI

Il progetto, nonché la verifica, di sezioni soggette a tenso o pressoflessione – retta o deviata – con sforzo normale di limitata eccentricità, in condizioni di ininfluenza degli effetti del secondo ordine, risulta particolarmente agevole utilizzando i diagrammi e le superfici di interazione tra le sollecitazioni.

Per la costruzione dei diagrammi di interazione N – M_Y usati per la verifica, si faccia riferimento a quanto riportato nell'Appendice B della presente.

Siamo fuori dalla zona inelastica di base.

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - la percentuale geometrica di armatura verticale:

$$\rho_{v,prov} \leq 0{,}04 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{2'940}{300 \cdot 2'000} = 0{,}005 < 0{,}04$$

  - la distanza tra le barre di armatura verticale:

$$d_v \leq 300mm \Rightarrow d_{v,\max} \cong 183mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - tutte le barre sono collegate con legature in Ø 8mm;
  - il passo delle barre di armatura verticale:

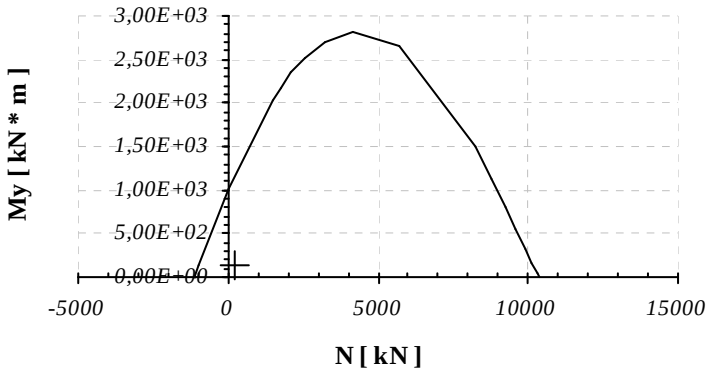
$$s_v \leq 300mm \Rightarrow s_{v,\max} \cong 195mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura verticale:

$$\phi_v \leq 30mm \Rightarrow \phi_v = 12mm < 30mm$$

- Verifica mediante diagramma d'interazione N – M_y:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - My



Il punto di coordinate:

$$N_{Sd} = 203kN \qquad M_{Sd,Y} = 134{,}2kN \cdot m$$

risulta essere interno al dominio di resistenza della sezione, pertanto la verifica a presso – flessione retta è soddisfatta.

VERIFICA ARMATURE ORIZZONTALI

- Per la situazione persistente/transitoria:
  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \geq \frac{\phi_v}{4} \Rightarrow 10 \geq \frac{12}{4} \Rightarrow 10mm > 3mm$$

  - la distanza tra le barre di armatura orizzontale:

$$d_h \leq 300mm \Rightarrow d_{h,\max} 100mm < 300mm$$

- Per la situazione eccezionale:
  - il passo delle barre di armatura orizzontale:

$$s_h \leq 300mm \Rightarrow s_h = 100mm < 300mm$$

  - il diametro delle barre di armatura orizzontale:

$$\phi_h \leq 30mm \Rightarrow 10mm < 30mm$$

VERIFICA ARMATURE TRASVERSALI

- Per la situazione persistente/transitoria :

$$\rho_{v,prov} > 0{,}02 \Rightarrow \rho_{v,prov} = \frac{A_v}{A_c} = \frac{2'940}{300 \cdot 2'000} = 0{,}005 < 0{,}02$$

non occorre inserire staffe secondo le disposizioni contenute in EC2 § 5.4.1.2.2.

- Per la situazione eccezionale valgono le disposizioni adottate per la situazione persistente/transitoria.

7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche ai vari stati limite di esercizio valgono le ipotesi semplificative già espresse nella verifica della nervatura del solaio tipo.
Si rammenta solo che, come già evidenziato in precedenza, gli effetti dell'azione sismica sono considerati solo nella combinazione di carico eccezionale.
Nelle verifiche agli stati limite di esercizio i carichi permanenti sono sempre considerati con il loro valore caratteristico; per quanto riguarda i carichi variabili, si distinguono tre combinazioni di carico differenti, corrispondenti a diverse probabilità di occorrenza:
- combinazioni rare:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

- combinazioni frequenti:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

- combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = \sum_j G_{k,j} + \sum_{i=1}^{i=n} \left(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Per le pareti gli stati limite di esercizio più significativi riguardano:
- la limitazione delle tensioni in esercizio;
- la fessurazione del calcestruzzo.

7.1. SOLLECITAZIONI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

I carichi da prendere in considerazione sono quelli riportati all'inizio della verifica del presente elemento strutturale.
Gli stati limite di esercizio che interessa esaminare sono definiti dalle combinazioni:
- quasi permanente: $F_d = G_k + 0{,}2 \cdot Q_{k,accidentale}$

- rara: $F_d = G_k + \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0,7 \\ 0,7 \end{Bmatrix} \cdot Q_{k,accidentale} + \begin{Bmatrix} 0,7 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \cdot Q_{k,vento}$

L'inviluppo delle sollecitazioni per i vari livelli è riportato nelle seguenti tabelle:
- combinazione quasi permanente

LIVELLO	M [kN · m]	N [kN]
Fondazione - Piano Terreno	0,6	946
Piano Terreno - Piano 1°	0,734	845
Piano 1° - Piano 2°	1,004	699,4
Piano 2° - Piano 3°	1,012	554
Piano 3° - Piano 4°	0,9321	408,4
Piano 4° - Piano 5°	0,8	263
Piano 5° - Copertura	0,832	117,4

- combinazione rara

LIVELLO	M [kN · m]	N [kN]
Fondazione - Piano Terreno	292,7	1'098
Piano Terreno - Piano 1°	206,7	975
Piano 1° - Piano 2°	83,49	807,6
Piano 2° - Piano 3°	59,77	640,2
Piano 3° - Piano 4°	66,56	473
Piano 4° - Piano 5°	56,29	305,6
Piano 5° - Copertura	31,6	138,2

7.2. LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Per le considerazioni teoriche sul presente stato limite di esercizio fare riferimento a quanto già espresso nella verifica della nervatura del solaio tipo.
I limiti da rispettare, per le strutture o parti di esse esposte ad ambiente di cui alle classi 1 e 2 del Prospetto 4.1, sono riportati in EC2 § 4.4.1.1 e valgono:

- tensioni di compressione nel calcestruzzo:
  - combinazione di carico rara: $0,6 \cdot f_{ck} = 17,43 MPa$;
  - combinazione di carico quasi permanente: $0,45 \cdot f_{ck} = 13,0725 MPa$;
- tensioni di trazione nell'acciaio, per le armature ordinarie:
  - combinazione di carico rara: $0,7 \cdot f_{yk} = 301 MPa$.

NOCCIOLO DI INERZIA E CENTRO DI PRESSIONE

La sollecitazione di presso – flessione in una data sezione può derivare direttamente da una forza N di compressione eccentrica oppure, come nei casi in esame, dalla contempo-

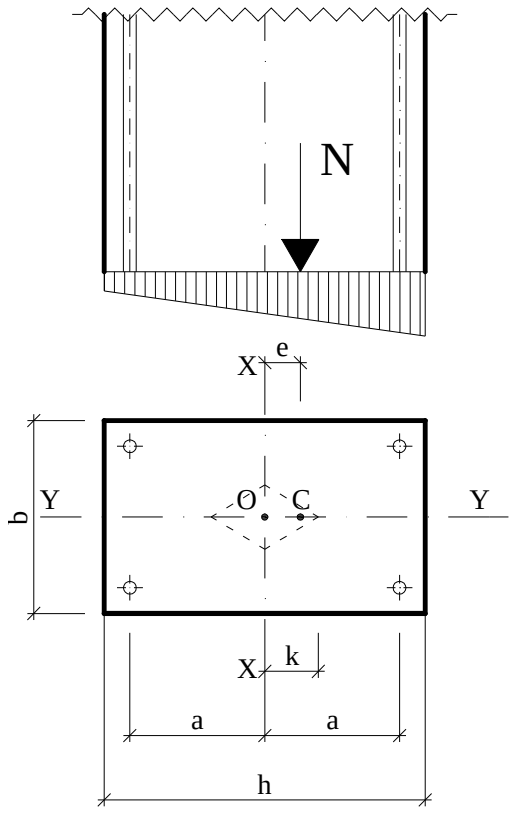
ranea presenza di una forza N di compressione baricentrica e di un momento flettente M. Quest'ultimo caso può essere ricondotto al primo ponendo:

$$M = N \cdot e$$

da cui si ricava l'eccentricità che deve avere la forza N per generare il momento flettente M; ossia:

$$e = \frac{M}{N}$$

Allorquando sia nota l'eccentricità, si dovrà confrontare questa con il nocciolo centrale d'inerzia della sezione trasversale dell'elemento strutturale, per controllare se il centro di pressione della forza N cade all'interno, sul contorno o all'esterno di esso.
Infatti, come è noto dalla teoria della presso – flessione esposta quando si è trattato il pilastro, se il centro di pressione è interno al nocciolo o coincide con un suo punto di contorno, la sezione è interamente reagente a compressione ed è interessata da un diagramma delle tensioni di compressione di tipo trapezio o triangolare; se il centro di pressione risulta essere esterno al nocciolo, l'asse neutro taglia la sezione trasversale (sezione parzializzata) e conseguentemente le tensioni sono in parte di compressione e in parte di trazione con un diagramma del tipo a farfalla. In quest'ultimo caso, poiché il calcestruzzo ha un bassissimo valore della resistenza a trazione, la normativa pone particolari limitazioni.
Proprio per differenziare i casi sopra esposti è opportuno prima di tutto determinare il nocciolo centrale d'inerzia della sezione trasversale dell'elemento strutturale; per far ciò si assume una sezione rettangolare di base b ed altezza h. Ricordo che i punti di vertice del nocciolo sono i centri relativi della sezione rispetto agli assi tangenti ai lati della sezione stessa.
Se il materiale che forma l'elemento strutturale, e quindi anche la sua sezione trasversale, fosse omogeneo, è già dimostrato dalla scienza delle costruzioni che il nocciolo è un rombo le cui diagonali valgono $b/3$ e $h/3$; ossia corrispondono ai terzi medi dei lati, e i punti di nocciolo, quindi, distano dal baricentro di $b/6$ e $h/6$.
Questi valori non possono però essere assunti, se non in via del tutto approssimativa, nel caso in cui il materiale che forma l'elemento strutturale, e quindi anche la sua sezione trasversale, fosse eterogeneo (come il calcestruzzo armato).
Infatti, provando a calcolare la semidiagonale k del nocciolo stesa lungo l'asse principale Y della sezione trasversale indicata nella figura a pagina seguente.



Suppongo che l'armatura metallica sia simmetricamente disposta rispetto agli assi principali X ed Y (condizione generalmente verificata), sicché il suo baricentro coincida con quello della sezione di calcestruzzo. Ricordo che la semidiagonale può essere ottenuta attraverso la costruzione dell'ellisse centrale di inerzia.
Pertanto se i_x è il raggio giratore principale steso lungo l'asse Y, i_x è medio proporzionale tra k e $h/2$, secondo la relazione:

$$k : i_x = i_x : \frac{h}{2}$$

da cui si ricava la semidiagonale del nocciolo:

$$k = \frac{2}{h} \cdot i_x^2$$

dove il raggio giratore (o raggio d'inerzia) principale i_x è dato dal rapporto sotto radice quadrata tra i momento d'inerzia principale J_{ic} e l'area A_{ic} della sezione ideale di calcestruzzo; ossia:

$$i_x = \sqrt{\frac{J_{ic}}{A_{ic}}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12} + 2 \cdot n \cdot \frac{A_s}{2} \cdot a^2}{A_c + n \cdot A_s}}$$

dove:

$A_c = b \cdot h$ è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo;

A_s è l'area dell'armatura metallica;

a è la distanza del baricentro delle semiarmatura $A_s/2$ dall'asse X;

$n = 15$ è il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione ($n = \frac{E_s}{E_c}$).

Ricordando la percentuale geometrica di armatura $\rho = \frac{A_s}{A_c}$, otteniamo che:

$$A_s = \rho \cdot A_c = \rho \cdot b \cdot h$$

Pertanto l'espressione del raggio giratore (o raggio d'inerzia) principale i_x diviene:

$$i_x = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12} + n \cdot \rho \cdot b \cdot h \cdot a^2}{b \cdot h + n \cdot \rho \cdot b \cdot h}}$$

riducendo $b \cdot h$ e ponendo in evidenza $\frac{h^2}{12}$ si ottiene:

$$i_x = \sqrt{\frac{h^2}{12} \cdot \frac{1 + 12 \cdot n \cdot \rho \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^2}{1 + n \cdot \rho}}$$

In base a quanto ricavato l'espressione della semidiagonale k diventa:

$$k = \frac{2}{h} \cdot i_x^2 = \frac{2}{h} \cdot \left(\sqrt{\frac{h^2}{12} \cdot \frac{1 + 12 \cdot n \cdot \rho \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^2}{1 + n \cdot \rho}} \right)^2$$

e semplificando si ottiene:

$$k = \frac{h}{6} \cdot \frac{1 + 12 \cdot n \cdot \rho \left(\frac{a}{h}\right)^2}{1 + n \cdot \rho}$$

Nella suddetta forma esplicita della semidiagonale k, il coefficiente che moltiplica il fattore $h/6$ (quello relativo al materiale omogeneo) è sicuramente sempre maggiore dell'unità. Ciò significa che il nocciolo d'inerzia risulta amplificato rispetto a quello corrispondente alla sezione omogenea.

In base a tale considerazioni, operando a favor di sicurezza forse in maniera anche troppo cautelativa, si decide di considerare il valore limite dell'eccentricità per considerare la sezione trasversale interamente reagente a compressione, al valore:

$$k = \frac{h}{6} \Rightarrow e_{\lim} = \frac{l}{6} = \frac{2'000}{6} = 333mm$$

Se l'eccentricità del centro di pressione soddisfa:

$$e = \frac{M}{N} \leq e_{\lim} = 333mm$$

quest'ultimo risulta posizionato all'interno, o al massimo sul bordo, del nocciolo centrale di inerzia della sezione trasversale dell'elemento strutturale, il quale sarà interamente reagente a compressione.
Operando con una sezione eterogenea (acciaio più calcestruzzo) le regole impongono, per facilità, di omogeneizzare la sezione trasversale, riducendola ad un'area ideale di calcestruzzo:

$$A_{ic} = A_c + n \cdot A_s$$

Le tensioni massima e minima nel calcestruzzo ai lembi della sezione trasversale vengono ottenute impiegando la relazione di Navier:

$$\sigma_c = -\frac{N_{Sd}}{A_{ic}} \pm \frac{M_{Sd}}{J_{ic}} \cdot y$$ [5]

Le tensioni massima e minima nell'armatura compressa, posta alla distanza a dall'asse baricentrico, vengono ottenute omogeneizzando:

$$\sigma_s = n \cdot \left(-\frac{N_{Sd}}{A_{ic}} \pm \frac{M_{Sd}}{J_{ic}} \cdot a \right)$$ [6]

LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO - verifica
Le verifiche sono riportate nelle seguenti tabelle:
- combinazione quasi permanente

LIVELLO	e [mm]		σ_c [MPa]	
Fondazione - Piano Terreno	0,63		1,259	
Piano Terreno - Piano 1°	0,87		1,125	
Piano 1° - Piano 2°	1,44		0,9522	
Piano 2° - Piano 3°	1,83	< 333	0,7927	< 13,0725
Piano 3° - Piano 4°	2,28		0,6245	
Piano 4° - Piano 5°	3,04		0,412	
Piano 5° - Copertura	7,09		0,1861	

[5] Ricordo che, per convenzione, con i segni positivo e negativo indico rispettivamente gli sforzi di trazione e di compressione.
[6] Notare che la formula equivale a quella impiegata per calcolare le tensioni nel calcestruzzo; in questo caso però $y = a$ e secondo l'omogeneizzazione $\sigma_s = n \cdot \sigma_c$.

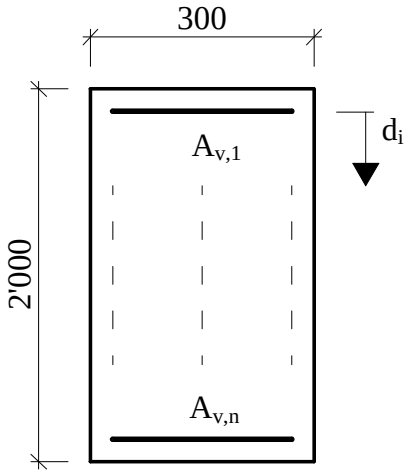
- combinazione rara

LIVELLO	e [mm]		σ_c [MPa]		σ_s [MPa]	
Fondazione - Piano Terreno	266,6	< 333	2,536	< 17,43	38,037	< 301
Piano Terreno - Piano 1°	212		2,056		30,84	
Piano 1° - Piano 2°	103,4		1,407		21,105	
Piano 2° - Piano 3°	93,4		1,151		17,265	
Piano 3° - Piano 4°	140,7		1,011		15,165	
Piano 4° - Piano 5°	184,2		0,7306		10,959	
Piano 5° - Copertura	228,7		0,3584		5,376	

PROPRIETA' DELLE SEZIONI TRASVERSALI

PIANO DI FONDAZIONE – PIANO TERRENO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono le seguenti.



$$c_{nom} = 30mm$$

$$c' = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_v}{2} = 30 + 10 + \frac{18}{2} = 49mm$$

$$d = h - c' = 2'000 - 49 = 1'951mm$$

$$A_{v,prov} = 40\phi 18mm = 10'179mm^2$$

- Area ideale di calcestruzzo:

$$A_{ic} = A_c + n \cdot A_{v,prov} = 300 \cdot 2'000 + 15 \cdot 10'179 = 752'685mm^2$$

- Posizione dell'asse neutro (ricavato risolvendo l'equilibrio dei momenti statici della sezione ideale resistente (calcestruzzo secondo stadio: non resistente a trazione rispetto al proprio asse baricentrico):

$$x = x_{\max} = \frac{l}{2} = \frac{2'000}{2} = 1'000mm$$

- Momento d'inerzia della sezione:

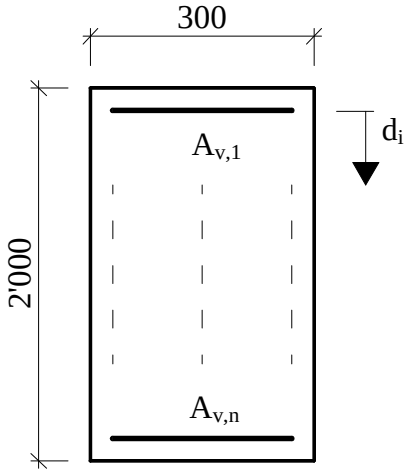
$$J_i = \frac{b \cdot h^3}{12} + n \cdot \sum A_{v,i} \cdot (x - d_i)^2 =$$

$$= \frac{300 \cdot 2'000^3}{12} + 15 \cdot \begin{bmatrix} 1'018 \cdot (1'000 - 49)^2 + 763 \cdot (1'000 - 147)^2 + \\ + 509 \cdot (1'000 - 245)^2 + 509 \cdot (1'000 - 343)^2 + \\ + 1'018 \cdot (1'000 - 441)^2 + 509 \cdot (1'000 - 627)^2 + \\ + 509 \cdot (1'000 - 814)^2 \end{bmatrix} \cdot 2 =$$

$$= 271'766'889'020 mm^4$$

PIANO TERRENO – PIANO PRIMO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono le seguenti.



$$c_{nom} = 20mm$$

$$c' = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_v}{2} = 20 + 10 + \frac{18}{2} = 39mm$$

$$d = h - c' = 2'000 - 39 = 1'961mm$$

$$A_{v,prov} = 40\phi 18mm = 10'179mm^2$$

- Area ideale di calcestruzzo:

$$A_{ic} = A_c + n \cdot A_{v,prov} = 300 \cdot 2'000 + 15 \cdot 10'179 = 752'685mm^2$$

- Posizione dell'asse neutro (ricavato risolvendo l'equilibrio dei momenti statici della sezione ideale resistente (calcestruzzo secondo stadio: non resistente a trazione rispetto al proprio asse baricentrico):

$$x = x_{\max} = \frac{l}{2} = \frac{2'000}{2} = 1'000mm$$

- Momento d'inerzia della sezione:

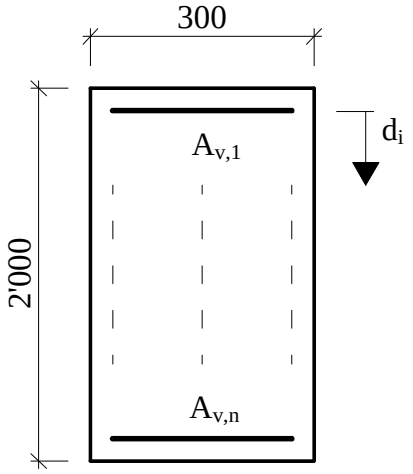
$$J_i = \frac{b \cdot h^3}{12} + n \cdot \sum A_{v,i} \cdot (x - d_i)^2 =$$

$$= \frac{300 \cdot 2'000^3}{12} + 15 \cdot \begin{bmatrix} 1'018 \cdot (1'000 - 39)^2 + 763 \cdot (1'000 - 147)^2 + \\ + 509 \cdot (1'000 - 245)^2 + 509 \cdot (1'000 - 343)^2 + \\ + 1'018 \cdot (1'000 - 441)^2 + 509 \cdot (1'000 - 627)^2 + \\ + 509 \cdot (1'000 - 814)^2 \end{bmatrix} \cdot 2 =$$

$$= 272'058'851'420 mm^4$$

PIANO PRIMO – PIANO SECONDO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono le seguenti.



$$c_{nom} = 20mm$$

$$c' = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_v}{2} = 20 + 10 + \frac{18}{2} = 39mm$$

$$d = h - c' = 2'000 - 39 = 1'961mm$$

$$A_{v,prov} = 36\phi 18mm = 9'161mm^2$$

- Area ideale di calcestruzzo:

$$A_{ic} = A_c + n \cdot A_{v,prov} = 300 \cdot 2'000 + 15 \cdot 9'161 = 737'415mm^2$$

- Posizione dell'asse neutro (ricavato risolvendo l'equilibrio dei momenti statici della sezione ideale resistente (calcestruzzo secondo stadio: non resistente a trazione rispetto al proprio asse baricentrico):

$$x = x_{\max} = \frac{l}{2} = \frac{2'000}{2} = 1'000mm$$

- Momento d'inerzia della sezione:

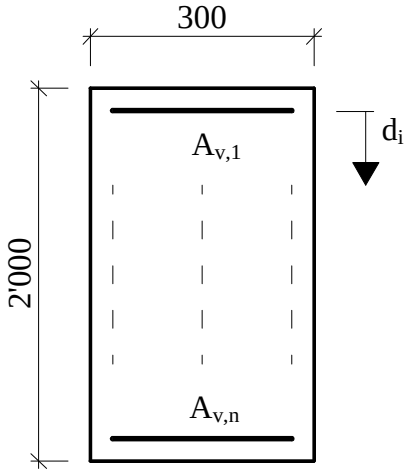
$$J_i = \frac{b \cdot h^3}{12} + n \cdot \sum A_{v,i} \cdot (x - d_i)^2 =$$

$$= \frac{300 \cdot 2'000^3}{12} + 15 \cdot \begin{bmatrix} 1'018 \cdot (1'000 - 39)^2 + 763 \cdot (1'000 - 139{,}5)^2 + \\ + 509 \cdot (1'000 - 240)^2 + 509 \cdot (1'000 - 340{,}5)^2 + \\ + 509 \cdot (1'000 - 441)^2 + 509 \cdot (1'000 - 627)^2 + \\ + 509 \cdot (1'000 - 814)^2 \end{bmatrix} \cdot 2 =$$

$$= 268'039'321'700mm^4$$

PIANO SECONDO – PIANO TERZO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono le seguenti.



$$c_{nom} = 20mm$$

$$c' = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_v}{2} = 20 + 10 + \frac{16}{2} = 38mm$$

$$d = h - c' = 2'000 - 38 = 1'962mm$$

$$A_{v,prov} = 34\phi 16mm = 6'834mm^2$$

- Area ideale di calcestruzzo:

$$A_{ic} = A_c + n \cdot A_{v,prov} = 300 \cdot 2'000 + 15 \cdot 6'834 = 702'510mm^2$$

- Posizione dell'asse neutro (ricavato risolvendo l'equilibrio dei momenti statici della sezione ideale resistente (calcestruzzo secondo stadio: non resistente a trazione rispetto al proprio asse baricentrico):

$$x = x_{\max} = \frac{l}{2} = \frac{2'000}{2} = 1'000mm$$

- Momento d'inerzia della sezione:

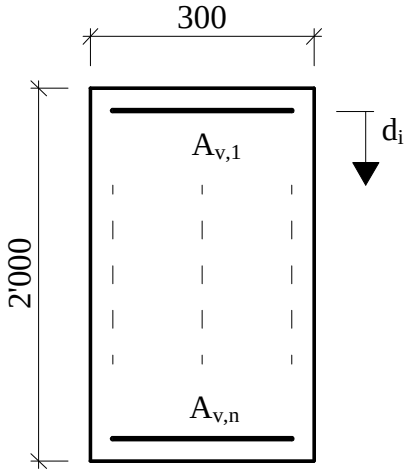
$$J_i = \frac{b \cdot h^3}{12} + n \cdot \sum A_{v,i} \cdot (x - d_i)^2 =$$

$$= \frac{300 \cdot 2'000^3}{12} + 15 \cdot \begin{bmatrix} 804 \cdot (1'000 - 38)^2 + 402 \cdot (1'000 - 139)^2 + \\ + 402 \cdot (1'000 - 240)^2 + 402 \cdot (1'000 - 341)^2 + \\ + 402 \cdot (1'000 - 442)^2 + 402 \cdot (1'000 - 628)^2 + \\ + 402 \cdot (1'000 - 814)^2 \end{bmatrix} \cdot 2 =$$

$$= 249'306'514'040mm^4$$

PIANO TERZO – PIANO QUARTO

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono le seguenti.



$$c_{nom} = 20mm$$

$$c' = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_v}{2} = 20 + 10 + \frac{12}{2} = 36mm$$

$$d = h - c' = 2'000 - 36 = 1'964mm$$

$$A_{v,prov} = 34\phi 12mm = 63'842mm^2$$

- Area ideale di calcestruzzo:

$$A_{ic} = A_c + n \cdot A_{v,prov} = 300 \cdot 2'000 + 15 \cdot 3'842 = 657'630mm^2$$

- Posizione dell'asse neutro (ricavato risolvendo l'equilibrio dei momenti statici della sezione ideale resistente (calcestruzzo secondo stadio: non resistente a trazione rispetto al proprio asse baricentrico):

$$x = x_{\max} = \frac{l}{2} = \frac{2'000}{2} = 1'000mm$$

- Momento d'inerzia della sezione:

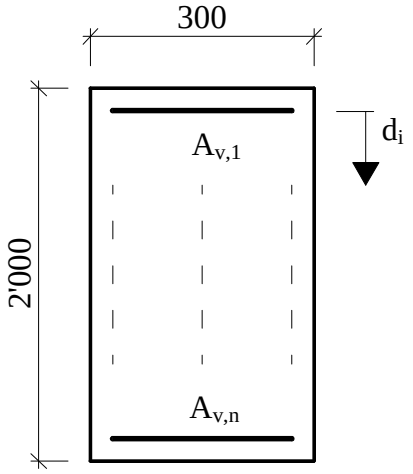
$$J_i = \frac{b \cdot h^3}{12} + n \cdot \sum A_{v,i} \cdot (x - d_i)^2 =$$

$$= \frac{300 \cdot 2'000^3}{12} + 15 \cdot \begin{bmatrix} 452 \cdot (1'000 - 36)^2 + 226 \cdot (1'000 - 138)^2 + \\ + 226 \cdot (1'000 - 240)^2 + 226 \cdot (1'000 - 342)^2 + \\ + 226 \cdot (1'000 - 444)^2 + 226 \cdot (1'000 - 629)^2 + \\ + 226 \cdot (1'000 - 815)^2 \end{bmatrix} \cdot 2 =$$

$$= 227'751'909'560mm^4$$

PIANO QUARTO – PIANO QUINTO e PIANO QUINTO – COPERTURA

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione trasversale sono le seguenti.



$$c_{nom} = 20mm$$

$$c' = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_v}{2} = 20 + 10 + \frac{12}{2} = 36mm$$

$$d = h - c' = 2'000 - 36 = 1'964mm$$

$$A_{v,prov} = 26\phi 12mm = 2'940mm^2$$

- Area ideale di calcestruzzo:

$$A_{ic} = A_c + n \cdot A_{v,prov} = 300 \cdot 2'000 + 15 \cdot 2'940 = 644'100mm^2$$

- Posizione dell'asse neutro (ricavato risolvendo l'equilibrio dei momenti statici della sezione ideale resistente (calcestruzzo secondo stadio: non resistente a trazione rispetto al proprio asse baricentrico):

$$x = x_{\max} = \frac{l}{2} = \frac{2'000}{2} = 1'000mm$$

- Momento d'inerzia della sezione:

$$J_i = \frac{b \cdot h^3}{12} + n \cdot \sum A_{v,i} \cdot (x - d_i)^2 =$$

$$= \frac{300 \cdot 2'000^3}{12} + 15 \cdot \begin{bmatrix} 452 \cdot (1'000 - 36)^2 + 226 \cdot (1'000 - 240)^2 + \\ + 226 \cdot (1'000 - 444)^2 + 226 \cdot (1'000 - 629)^2 + \\ + 226 \cdot (1'000 - 815)^2 \end{bmatrix} \cdot 2 =$$

$$= 219'778'575'320mm^4$$

7.3. FESSURAZIONE DEL CALCESTRUZZO

Nelle sezioni non è necessaria l'area minima di armatura metallica longitudinale per limitare la fessurazione, definita in EC2 § 4.4.2.2, in quanto sotto la combinazione di carico rara delle azioni il calcestruzzo risulta sempre in compressione in tutta la sezione trasversale.

Secondo EC2 § 4.4.2.3, i valori ammissibili della distanza tra le barre longitudinali (Prospetto 4.12) ed il diametro delle stesse (Prospetto 4.11), nella condizione di maggiore sollecitazione, risultano essere:

$\phi_{\max} = 32mm \Rightarrow \phi_{\max} = 18mm < 32mm$ condizione verificata;

$d_{\max} = 300mm \Rightarrow d_{\max} = 173mm < 300mm$ condizione verificata.

Infine, per contenere entro limiti accettabili la fessurazione causata dal taglio (EC2 § 4.4.2.3 – Prospetto 4.13), le staffe e le legature devono avere un passo massimo; tale verifica non è però necessaria in quanto l'intero elemento parete non richiede armatura aggiuntiva per sopportare lo sforzo di taglio.

8. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

Per eventuali considerazioni teoriche si faccia riferimento a quanto già scritto per il pilastro.

8.1. DISTANZA TRA LE BARRE DI ARMATURA

In base a quanto affermato in EC2 § 5.2.1.1, la distanza libera tra le barre di armatura longitudinale deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$d_b \geq \max\begin{Bmatrix} d_g = 20mm \\ 10mm \end{Bmatrix} \Rightarrow d_b \geq 20mm$$

Nel caso in esame, per la situazione più sfavorevole, abbiamo:

da cui:

$$d_{b,\min} = 49mm > 20mm$$

8.2. CURVATURE AMMISSIBILI DELLE BARRE DI ARMATURA

In base a EC2 § 5.2.1.2, per evitare che nel calcestruzzo a contatto con la zona di piegatura della barra insorgano elevate tensioni di compressione, il diametro minimo del mandrino di piegatura, per barre ad aderenza migliorata di diametro inferiore a 20mm, deve essere:

$$\phi_{\min} \geq 4 \cdot \phi$$

ossia in base al diametro della barra:

- barre Ø 10mm:

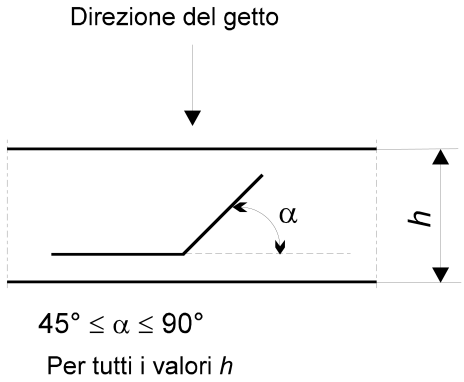
$$\phi_{\min,\phi 10} = 4 \cdot \phi = 4 \cdot 10 = 40mm \Rightarrow \phi_{\phi 10} = 42mm$$

- barre Ø 18mm:

$$\phi_{\min,\phi 18} = 4 \cdot \phi = 4 \cdot 18 = 72mm \Rightarrow \phi_{\phi 18} = 74mm$$

8.3. ADERENZA

Le condizioni sono di buona aderenza essendo le barre di armatura longitudinale tutte verticali (inclinazione di 90° sull'orizzontale):

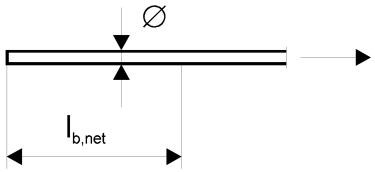


La tensione di aderenza ultima non dovrà così essere ridotta (vedi § 3.1 della presente).

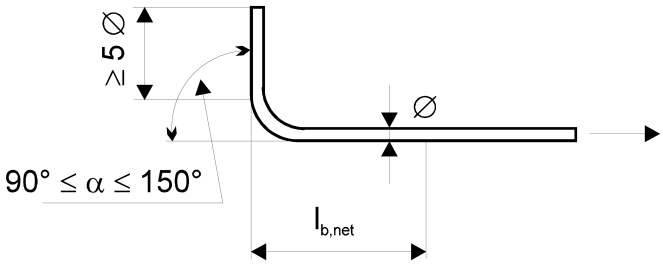
8.4. ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

Concordemente con quanto prevista dall'EC2 al § 5.2.3.2 circa i possibili metodi di ancoraggio dell'armatura metallica, si adottano:

- ancoraggi diritti:



- ancoraggi piegati a 90° e prolungati per un tratto non minore di 5 volte il diametro della barra da ancorare:



il prolungamento minimo e quello effettivo sono pari a:

$$l_{\min,\phi 18} = 5 \cdot \phi = 5 \cdot 18 = 90mm \Rightarrow l_{eff,\phi 18} = 100mm$$

8.4.1. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DI BASE

In base a EC2 § 5.2.2.3, la lunghezza di ancoraggio di base è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra di armatura soggetta alla forza assiale $A_s \cdot f_{yd}$; per una barra di armatura di diametro Ø vale:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Uniformando il valore al diametro massimo, otteniamo:

$$l_b = l_{b,\phi 18} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{18 \cdot 374}{4 \cdot 2{,}8} = 601{,}1mm$$

8.4.2. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO NECESSARIA

In base a EC2 § 5.2.3.4.1, per barre e fili di armatura metallica la lunghezza di ancoraggio necessaria è data dall'espressione:

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,\min}$$

dove:

- α_a è un coefficiente di riduzione, per barre diritte vale 1;
- l_b è la lunghezza di ancoraggio di base;
- $A_{s,req}$ è l'area dell'armatura metallica richiesta dal calcolo;
- $A_{s,prov}$ è l'area dell'armatura metallica effettivamente disposta;
- $l_{b,\min}$ è la lunghezza minima di ancoraggio, vale:
  - per ancoraggi in compressione: $l_{b,\min} = 0{,}6 \cdot l_b \geq 100mm$.

Pertanto:

$$l_{b,\min} = \max\begin{Bmatrix} 0{,}6 \cdot l_b = 0{,}6 \cdot 601{,}1 = 360{,}7mm \\ 100mm \end{Bmatrix} = 360{,}7mm$$

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_{b,\phi 14} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 1 \cdot 601{,}1 \cdot 1 = 601{,}1mm > 360{,}7mm = l_{b,\min}$$

8.4.3. LUNGHEZZA DI SOVRAPPOSIZIONE

Ad ogni piano si realizzano giunzioni per semplice sovrapposizione delle barre di armatura longitudinale. Tali giunzioni, in base a EC2 § 5.2.4.1.1, vanno realizzate in zone poco sollecitate, individuate nel caso specifico a metà altezza di ciascun pilastro. Per motivi pratici risulta però difficile realizzare tali giunzioni se non a livello della ripresa di getto.

In base a quanto affermate in EC2 § 5.2.4.1.3, la lunghezza di sovrapposizione necessaria è data dalla seguente espressione:

$$l_s = l_{b,net} \cdot \alpha_1 \geq l_{s,\min}$$

dove:

$$l_{s,\min} = \max \begin{Bmatrix} 0{,}3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_1 \cdot l_b \\ 15 \cdot \phi \\ 200mm \end{Bmatrix} \text{ con } \alpha_1 = 1{,}4 \text{ nell'ipotesi peggiore.}$$

Pertanto:

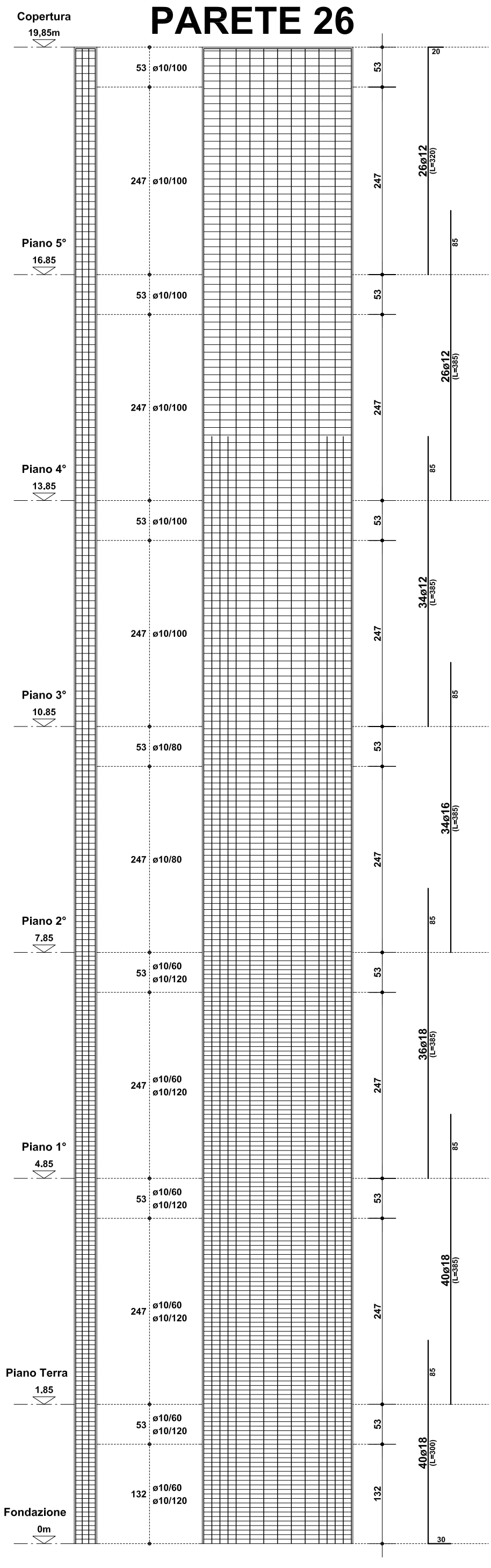
$$l_{s,\min} = \max \begin{Bmatrix} 0{,}3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_1 \cdot l_b = 0{,}3 \cdot 1 \cdot 1{,}4 \cdot 601{,}1 = 252{,}5mm \\ 15 \cdot \phi = 15 \cdot 18 = 270mm \\ 200mm \end{Bmatrix} = 270mm$$

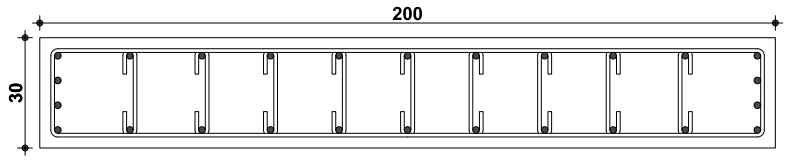
$$l_{s,\phi 14} = l_{b,net} \cdot \alpha_1 = 601{,}1 \cdot 1{,}4 = 841{,}5 \Rightarrow 850mm > 270mm = l_{s,\min}$$

9. ESECUTIVO DELLE ARMATURE

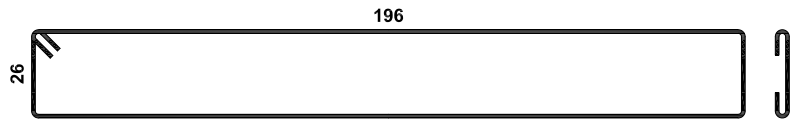
Sono riportati nelle pagine seguenti.

PARETE 26

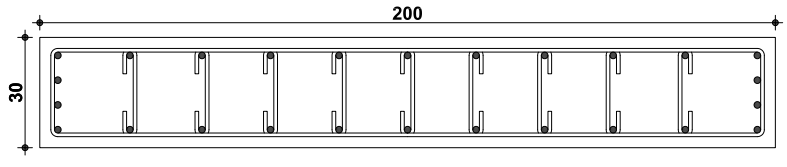

Copertura
19,85m
Piano 5°
16.85
Piano 4°
13.85
Piano 3°
10.85
Piano 2°
7.85
Piano 1°
4.85
Piano Terra
1.85
Fondazione
0m
53 ø10/100
247 ø10/100
53 ø10/100
247 ø10/100
53 ø10/100
247 ø10/100
53 ø10/80
247 ø10/80
53 ø10/60 ø10/120
247 ø10/60 ø10/120
53 ø10/60 ø10/120
247 ø10/60 ø10/120
53 ø10/60 ø10/120
132 ø10/60 ø10/120
53
247
132
20
26ø12 (L=320)
85
26ø12 (L=385)
85
34ø12 (L=385)
85
34ø16 (L=385)
85
36ø18 (L=385)
85
40ø18 (L=385)
85
40ø18 (L=300)
30



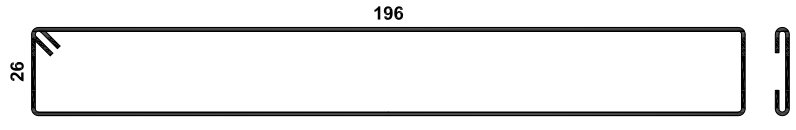
26ø12



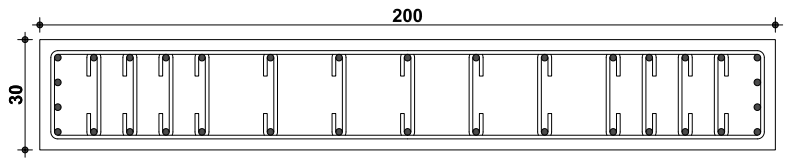
STAFFE e LEGATURE
staffe ø10 (L=400)
legature ø8 (L=46)



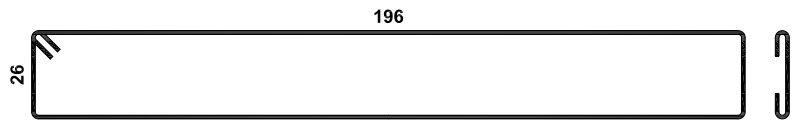
26ø12



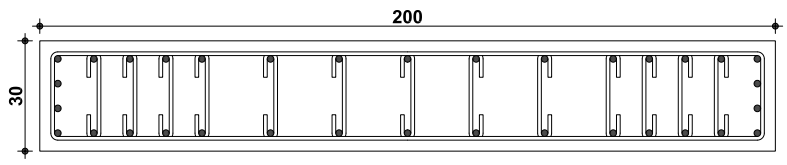
STAFFE e LEGATURE
staffe ø10 (L=400)
legature ø8 (L=46)



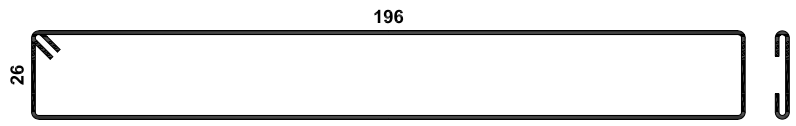
34ø12



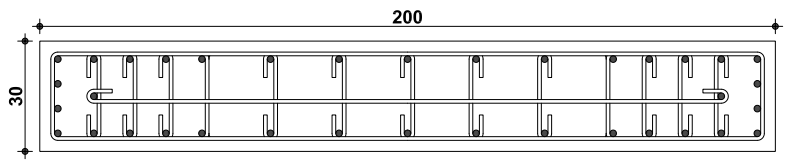
STAFFE e LEGATURE
staffe ø10 (L=400)
legature ø8 (L=46)



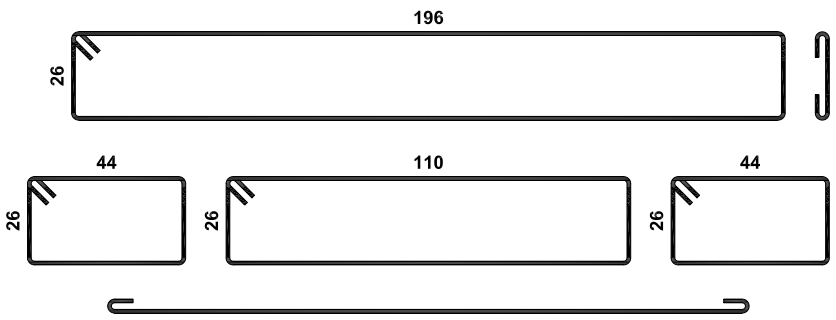
34ø16



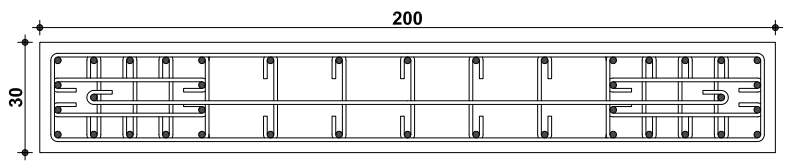
STAFFE e LEGATURE
staffe ø10 (L=400)
legature ø8 (L=46)



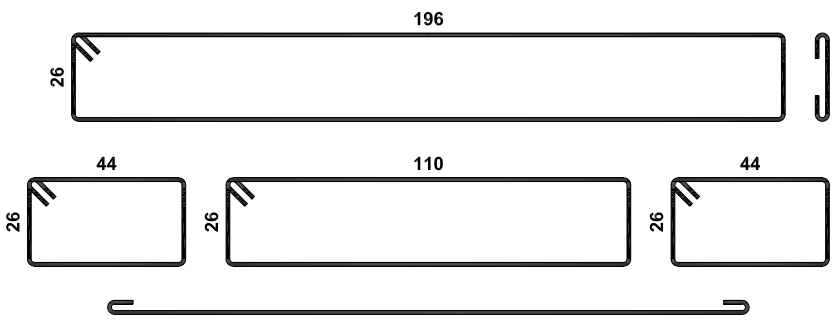
36ø18



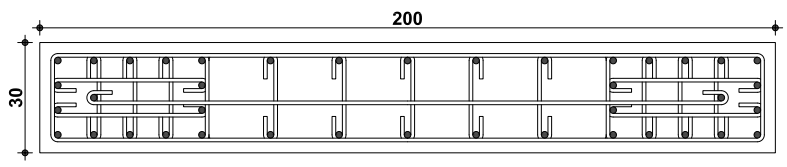
STAFFE e LEGATURE
staffe ø10 (L=400)
staffe ø10 (L=290)
staffe ø10 (L=160)
legature ø8 (L=46)
legature ø8 (L=176)



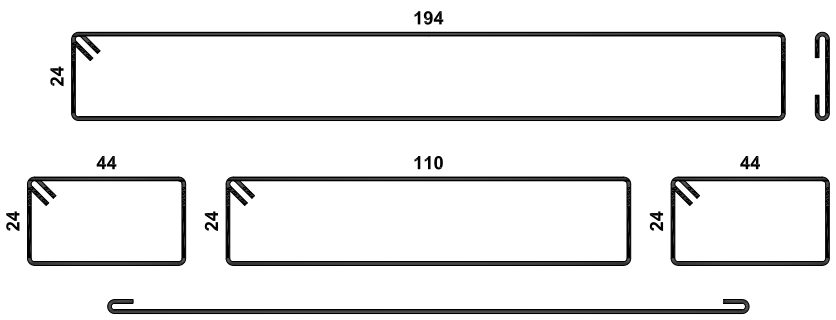
40ø18



STAFFE e LEGATURE
staffe ø10 (L=400)
staffe ø10 (L=290)
staffe ø10 (L=160)
legature ø8 (L=46)
legature ø8 (L=176)



40ø18



STAFFE e LEGATURE
staffe ø10 (L=396)
staffe ø10 (L=286)
staffe ø10 (L=156)
legature ø8 (L=44)
legature ø8 (L=174)

STRUTTURA DI FONDAZIONE

1. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

1.1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'AREA DI SEDIME

Da un sopralluogo si evince che l'area oggetto dell'intervento, situata alla quota di 350m s.l.m. ai piedi della zona prealpina, si presenta con andamento pianeggiante.

In base alle indagini idrogeologiche, presenti tra documenti dell'ultima variante al P.R.G.C., non si evidenziano fenomeni di instabilità, subsidenza o erosione del suolo.

La quota d'imposta della struttura di fondazione è fissata alla profondità di 1,85m dal piano di campagna.

1.2. INDAGINI GEOTECNICHE

Le caratteristiche fisico – meccaniche del terreno di fondazione influenzano la scelta della tipologia della struttura di fondazione e le sue caratteristiche dimensionali.
La caratterizzazione geotecnica di un terreno intende definirne:
- la stratigrafia di dettaglio;
- le caratteristiche della megastruttura (presenza di fraglie, ecc) e della macrostruttura (fessure, intercalazioni, ecc);
- la storia tensionale e lo stato tensionale attuale;
- le caratteristiche di permeabilità;
- le caratteristiche meccaniche di resistenza al taglio e di deformabilità.

Tutti questi elementi consentono di formulare i criteri di progetto delle strutture di fondazione e di individuare la soluzione progettuale più adatta al caso in esame.

L'indagine geognostica, condotta allo scopo di fornire informazioni utili per la caratterizzazione geotecnica del terreno, si può unicamente basare sull'impiego di prove in sito. Le prove in sito rappresentano l'unica procedura possibile nel caso di terreni non coesivi, in quanto i campioni prelevati in tali terreni presenterebbero un elevato grado di disturbo. Il numero e l'ubicazione dei punti d'indagine e la profondità da raggiungere devono essere definiti in funzione delle dimensioni e dell'importanza dell'opera.

1.3. UNITA' LITOLOGICHE FONDAMENTALI

Nel caso in esame, in base ai risultati delle indagini in situ e delle analisi granulometriche, si sono individuate due unità litologiche fondamentali:
- l'unità superiore, la "coltre superficiale", che si estende fino ad una profondità di 1m dal piano di campagna e comprende gli starti superficiali fortemente alterati e con scadenti caratteristiche geotecniche. La coltre superficiale non costituisce quasi mai un adeguato piano di appoggio per la struttura di fondazione a causa delle periodiche variazioni stagionali del contenuto d'acqua naturale.
- l'unità inferiore, classificabile come "strato superfiale alluvionale" (categoria E[1]).

[1] Classificazione secondo l'O.P.C.M. n° 3274.

2. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO

2.1. COLTRE SUPERFICIALE

Le considerazioni sulla coltre superficiale forniscono elementi utili soprattutto per la progettazione della struttura di contenimento perimetrale (muri contro terra). Essendo l'edificio oggetto della presente privo di piani in parziale o totale interramento l'unico dato da conoscere risulta essere il peso per unità di volume, pari a:

$$\gamma_{t,ave} = 18 \frac{kN}{m^3}$$

2.2. STRATO SUPERFICIALE ALLUVIONALE

Le considerazioni sullo strato superficiale alluvionale forniscono gli elementi utili per la progettazione della struttura di fondazione; essi sono:

- peso per unità di volume: $\gamma_{t,ave} = 18 \frac{kN}{m^3}$
- angolo di attrito: $\varphi = 12°$
- coesione: $0 MPa$ (terreno non coesivo)
- modulo edometrico: $6 MPa$
- tensione ammissibile a compressione: $0{,}27 MPa$
- tensione massima a compressione allo stato limite ultimo: $0{,}41 MPa$

2.3. CONDIZIONI DELLA FALDA

Il livello statico della falda acquifera, controllato mediante l'impiego di un piezometro, è riscontrato a 10m dal piano di campagna (calcoli eseguiti in termini di tensioni totali).
In fondazione si procederà comunque alla stesura di uno strato drenante in naturale di fiume, previa posa di tubazioni per il drenaggio.

3. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE

La scelta del sistema di fondazione appropriato per ciascuna situazione dipende dalle caratteristiche fisico – meccaniche del terreno. In terreni granulari come quello in esame, con pressione limite relativamente elevata, la scelta ed il dimensionamento delle fondazioni sono condizionati soprattutto dall'entità dei cedimenti ammissibili, quindi dallo stato limite di esercizio, piuttosto che dalla capacità portante del terreno, cioè dallo stato limite ultimo.
Pertanto, per limitare al massimo i cedimenti differenziati della struttura, ed anche per ridurre la tensione di contatto col terreno, si provvede a progettare una struttura di fondazione del tipo a trave rovescia.

4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

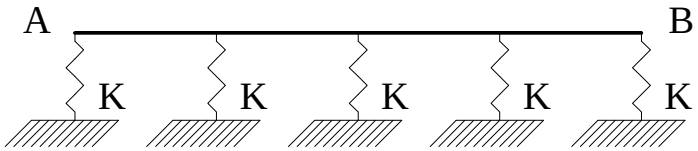
Per effettuare una corretta analisi delle sollecitazioni è necessario conoscere anche il peso della trave di fondazione.
Dopo aver effettuato un predimensionamento dalla trave di fondazione e proceduto a successive iterazioni, si è giunti alla dimensione finale: **sezione rettangolare di 2,5 x 0,5m.**

Peso per unità di lunghezza della trave di fondazione: (2,5 · 0,5) · 25 = $31{,}25\frac{kN}{m}$

4.1. MODELLO DI CALCOLO

L'analisi del comportamento di una trave di fondazione richiede lo studio dell'interazione tra la trave stessa, la struttura in elevazione ed il terreno sottostante. Ne consegue che in una analisi di codesto tipo le incognite del problema non sono costituite unicamente dalle reazioni che il terreno trasmette alla trave, bensì anche dalle mutue azioni che la struttura e la trave si scambiano alla base dei piedritti.
A tale proposito, spesso, nella pratica corrente si assume che i carichi agenti sulla trave di fondazione non siano influenzati dai cedimenti relativi dei piedritti, e pertanto vengono usualmente determinati considerando la struttura collegata a vincoli non cedevoli. Successivamente si risolve l'interazione tra il terreno e la trave di fondazione, considerando quest'ultima soggetta a carichi noti.
Procedendo però in questo modo si trascura completamente l'influenza della sovrastruttura, la cui presenza è invece determinante per ciò che concerne sia il quadro deformativo sia quello delle sollecitazioni.

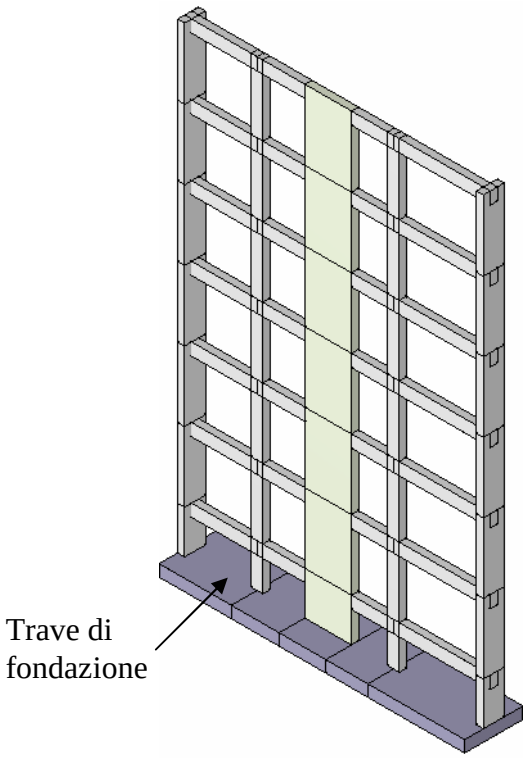
Per motivi di limiti di calcolo la metodologia impiegata nell'analisi della fondazione del presente edificio risulta essere quella appena citata.
Il modello impiegato sarà quello di una trave di fondazione su suolo elastico (modello alla Winkler) soggetta a sollecitazioni note ricavate dall'analisi della sovrastruttura. L'analisi viene svolta discretizzando la trave in n elementi, in ogni nodo è inserita una "molla" avente rigidezza proporzionale al modulo di reazione del terreno, o coefficiente di Winkler, $K = 6\frac{kg}{cm^3}$ [2].



Modello di calcolo (esempio).

[2] Valori indicati in "Odone Belluzzi – Scienza delle costruzioni, vol. I"; per strati alluvionali K = 4÷12 kg/cm^3.

Il modello di calcolo in vista tridimensionale assonometrica:



Modello di calcolo tridimensionale.

4.2. COMBINAZIONE FONDAMENTALE

Allo Stato Limite Ultimo per la situazione di progetto persistente/transitoria, come già detto in precedenza, il valore di calcolo degli effetti delle azioni F_d è ottenuto ricercando la combinazione più sfavorevole delle azioni permanenti, variabili e accidentali, utilizzando le seguenti combinazioni:

$$F_d = \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}\right) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{i=n} \left(\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right)$$

Dall'analisi della sovrastruttura si sono ricavate le seguenti sollecitazioni agenti sulla trave di fondazione nella combinazione persistente delle azioni:

ELEMENTO	N [kN]	V [kN]	M_y [kN · m]
PILASTRO 24	1'153,12	5,2	7,333
PILASTRO 25	1'174	7,633	13,14
PARETE 26	1'563,15	125,6	1'573
PILASTRO 27	1'174	7,633	13,14
PILASTRO 28	1'153,12	5,2	7,333

4.3. COMBINAZIONE ECCEZIONALE

In seguito a quanto disposto nell'O.P.C.M. n° 3274 § 3.3, gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{k,j} + \sum_i \left(\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Allo Stato Limite Ultimo per la situazione di progetto eccezionale, come già detto al in precedenza nella presente, il valore di calcolo degli effetti delle azioni F_d è ottenuto ricercando la combinazione più sfavorevole delle azioni utilizzando le seguenti combinazioni:

$$F_d = \gamma_I \cdot E + \sum_j \left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \right) + \sum_i \left(\psi_{j,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Dall'analisi della sovrastruttura si sono ricavate le seguenti sollecitazioni agenti sulla trave di fondazione nella combinazione eccezionale delle azioni:

ELEMENTO	N [kN]	V [kN]	M_y [kN · m]
PILASTRO 24	764	7,1	10,77
PILASTRO 25	709,4	10,423	18,53
PARETE 26	967	171,5	2'334
PILASTRO 27	709,4	10,423	18,53
PILASTRO 28	764	7,1	10,77

5. PROGETTO DELLA STRUTTURA DI FONDAZIONE

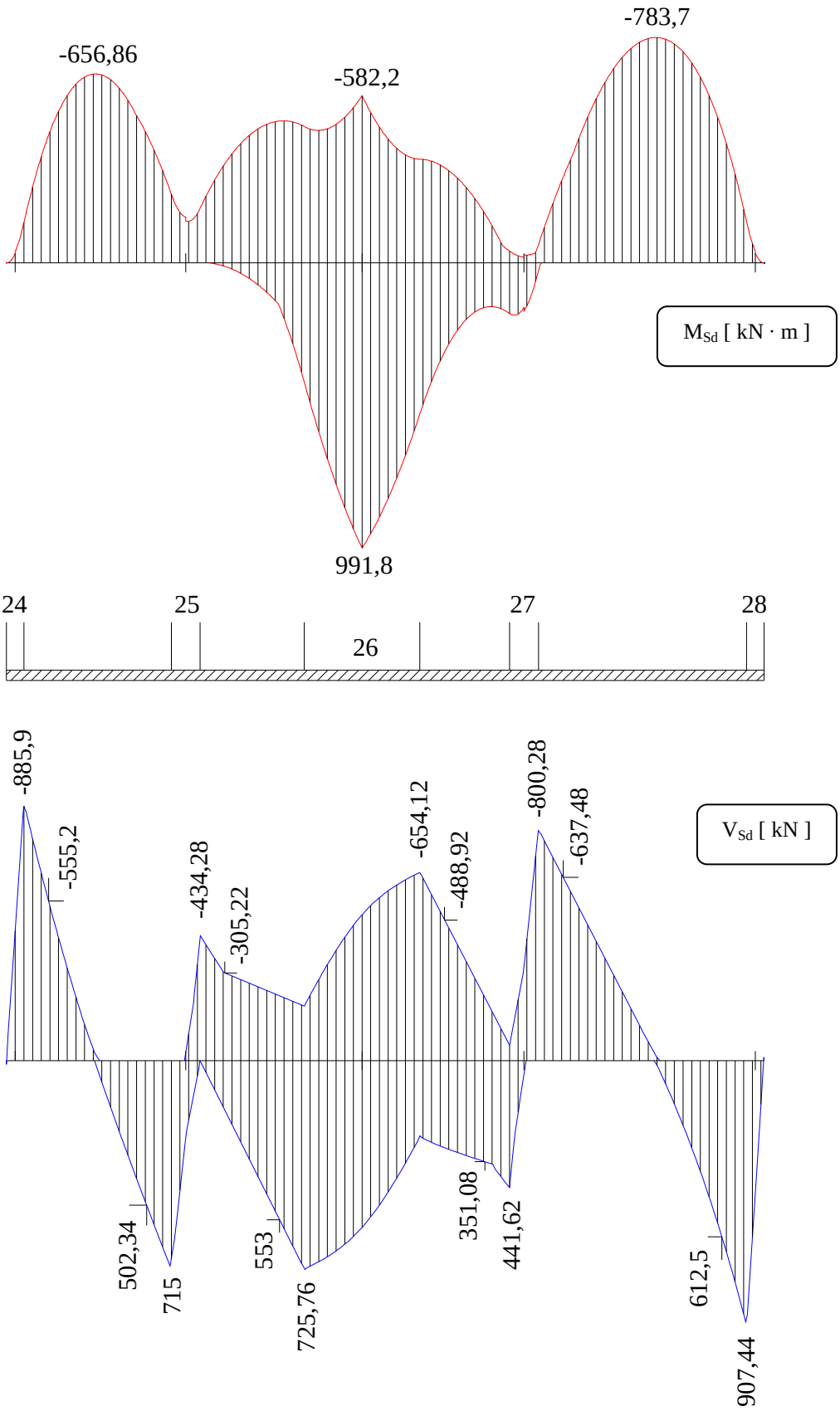
5.1. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

Il progetto e la verifica della struttura di fondazione considerano nuovamente gli stati limite ultimi e quelli di esercizio.

Allo stato limite ultimo occorre verificare:
- la capacità portante del terreno di fondazione (collasso per rottura, collasso per slittamento);
- la capacità portante delle strutture di fondazione, soggette ai carichi trasmessi dalla struttura di elevazione e dalle pressioni di contatto del terreno.

Allo stato limite di esercizio non occorre effettuare tutte le verifiche eseguite per le travi in elevazione, ma occorre soprattutto controllare che, sotto i carichi di esercizio, i cedimenti assoluti e differenziali della struttura di fondazione siano contenuti entro limiti accettabili per il corretto funzionamento della struttura in elevazione.

Il progetto della trave di fondazione viene eseguito considerando l'inviluppo massimo delle sollecitazioni per le situazioni di progetto persistente/transitoria ed eccezionale (sismica) riportati a pagina seguente.



Le verifiche delle trave di fondazione vengono eseguite tenendo conto separatamente delle situazioni di progetto persistente/transitoria ed eccezionale (sismica).

Per la situazione di progetto persistente/transitoria si fa esclusivamente riferimento ai principi ed alle regole di applicazione contenuti nei seguenti eurocodici strutturali, salvo modifiche od integrazioni nel rispetto della normativa italiana:

- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo (ENV 1992-1-1) – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici;
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica (ENV 1997-1) – Parte 1: Regole generali;

Per la situazione di progetto eccezionale (sismica) si fa esclusivamente riferimento ai principi ed alle regole di applicazione contenuti nell'O.P.C.M. n° 3274.

5.2. PROGETTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE

Il progetto dell'armatura a flessione avviene seguendo i principi e le regole già enunciati nella trattazione della trave continua del primo piano.

Per la trave di fondazione, secondo le indicazioni della norma europea ENV 206-1:1990 (in Italia UNI 9858:1991), il copriferro nominale vale 50mm, essendo l'altezza della struttura di fondazione pari a 500mm si ottiene, in via approssimativa per il dimensionamento delle armature longitudinali, un'altezza utile di 450mm.

ARMATURA LONGITUDINALE TESA MINIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA

In base a quanto affermato in EC2 § 5.4.2.1.1, l'area minima della sezione traversale delle armature di trazione è pari a:

$$A_{s,\min} = \max\left\{\begin{array}{l} 0{,}0015 \cdot b \cdot d = 0{,}0015 \cdot 2'500 \cdot 450 = 1'687{,}5mm^2 \\ \dfrac{0{,}6}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = \dfrac{0{,}6}{430} \cdot 2'500 \cdot 450 = 1'804{,}8mm^2 \end{array}\right\} = 1'804{,}8mm^2$$

SITUAZIONE ECCEZIONALE

In base a quanto affermato nell'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.2, in ogni sezione della trave il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore devono essere compresi tra i seguenti limiti:

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}}$$

Dalla condizione appena esposta è possibile ricavare l'area minima di armatura tesa:

$$\rho_{\min} > \frac{1{,}4}{f_{yk}} \Rightarrow A_{s,\min} = b \cdot d \cdot \frac{1{,}4}{f_{yk}} = 2'500 \cdot 450 \cdot \frac{1{,}4}{430} = 4'211{,}23mm^2$$

Alla fine, considerando entrambe le situazione di progetto e verifica, l'area minima della sezione trasversale delle armature di trazione sarà pari a:

$$A_{s,\min} = \max\left\{\begin{array}{l} 1'804{,}8mm^2 \\ 4'211{,}23mm^2 \end{array}\right\} = 4'211{,}23mm^2$$

ARMATURA LONGITUDINALE MASSIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA

In base a quanto affermato in EC2 § 5.4.2.1.1, l'area totale delle armature longitudinali deve soddisfare:

$$A_{s,tot} \leq 0{,}03 \cdot A_c \leq 0{,}03 \cdot (2'500 \cdot 500) \leq 37'500 mm^2$$

CAMPATA 24 – 25

Il momento di calcolo massimo vale:

$$M_{Sd} = -656{,}86 kN \cdot m$$

Espressione del momento di calcolo adimensionalizzato:

$$\mu_{Sd} = \frac{|M_{Sd}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-656{,}86 \cdot 10^6|}{2'500 \cdot 450^2 \cdot 18} = 0{,}0721 < 0{,}252 = \mu_{\lim}$$

Siccome risulta verificata la condizione $\mu_{Sd} < \mu_{\lim}$, la sezione sarà progettata a semplice armatura.

La percentuale meccanica di armatura principale (tesa) può essere ricavata con la seguente espressione:

$$\omega_2 = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}0721 \cdot (1 + 0{,}0721) = 0{,}0773$$

L'armatura principale minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s2} = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}0733 \cdot 2'500 \cdot 450 \cdot 18}{374} = 4'185{,}4 mm^2 < 4'211{,}23 mm^2 = A_{s,\min}$$

Siccome l'armatura minima tesa richiesta risulta essere inferiore all'armatura minima imposta dalle normative, si decide di adottare un'armatura tesa A_{s2} formata da 18 Ø 18mm ($A_{s2} = 4'580 mm^2$).

Inoltre si è deciso di inserire comunque un'armatura compressa pari ad almeno il 50% di quella tesa, pertanto A_{s1} sarà formata da 9 Ø 18mm ($A_{s1} = 2'290 mm^2$).

CAMPATA 25 – 26
Il momento di calcolo massimo vale:

$$M_{Sd} = 991{,}8 kN \cdot m$$

Espressione del momento di calcolo adimensionalizzato:

$$\mu_{Sd} = \frac{|M_{Sd}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|991{,}8 \cdot 10^6|}{2'500 \cdot 450^2 \cdot 18} = 0{,}109 < 0{,}252 = \mu_{\lim}$$

Siccome risulta verificata la condizione $\mu_{Sd} < \mu_{\lim}$, la sezione sarà progettata a semplice armatura.
La percentuale meccanica di armatura principale può essere ricavata con la seguente espressione:

$$\omega_1 = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}109 \cdot (1 + 0{,}109) = 0{,}121$$

L'armatura principale minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s1} = \frac{\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}121 \cdot 2'500 \cdot 450 \cdot 18}{374} = 6'551{,}5 mm^2 > 4'211{,}23 mm^2 = A_{s,\min}$$

L'armatura minima richiesta risulta essere maggiore all'armatura minima imposta dalle normative, si decide di adottare un'armatura A_{s1} formata da 26 Ø 18mm ($A_{s1} = 6'616 mm^2$).
Inoltre si è deciso di inserire comunque un'armatura compressa pari ad almeno il 50% di quella tesa, pertanto A_{s2} sarà formata da 18 Ø 18mm ($A_{s2} = 4'580 mm^2$).

CAMPATA 27 – 28
Il momento di calcolo massimo vale:

$$M_{Sd} = -783{,}7 kN \cdot m$$

Espressione del momento di calcolo adimensionalizzato:

$$\mu_{Sd} = \frac{|M_{Sd}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-783{,}7 \cdot 10^6|}{2'500 \cdot 450^2 \cdot 18} = 0{,}086 < 0{,}252 = \mu_{\lim}$$

Siccome risulta verificata la condizione $\mu_{Sd} < \mu_{\lim}$, la sezione sarà progettata a semplice armatura.
La percentuale meccanica di armatura principale (tesa) può essere ricavata con la seguente espressione:

$$\omega_2 = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}086 \cdot (1 + 0{,}086) = 0{,}0934$$

L'armatura principale minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s2} = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}0934 \cdot 2'500 \cdot 450 \cdot 18}{374} = 5'057{,}1mm^2 > 4'211{,}23mm^2 = A_{s,\min}$$

L'armatura minima richiesta risulta essere maggiore all'armatura minima imposta dalle normative, si decide di adottare un'armatura A_{s2} formata da 20 Ø 18mm ($A_{s2} = 5'090mm^2$).
Inoltre si è deciso di inserire comunque un'armatura compressa pari ad almeno il 50% di quella tesa, pertanto A_{s1} sarà formata da 10 Ø 18mm ($A_{s1} = 2'545mm^2$).

CAMPATA 26 – 27
Il momento di calcolo massimo vale:

$$M_{Sd} = -582{,}2kN \cdot m$$

Espressione del momento di calcolo adimensionalizzato:

$$\mu_{Sd} = \frac{|M_{Sd}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|-582{,}2 \cdot 10^6|}{2'500 \cdot 450^2 \cdot 18} = 0{,}064 < 0{,}252 = \mu_{\lim}$$

Siccome risulta verificata la condizione $\mu_{Sd} < \mu_{\lim}$, la sezione sarà progettata a semplice armatura.
La percentuale meccanica di armatura principale (tesa) può essere ricavata con la seguente espressione:

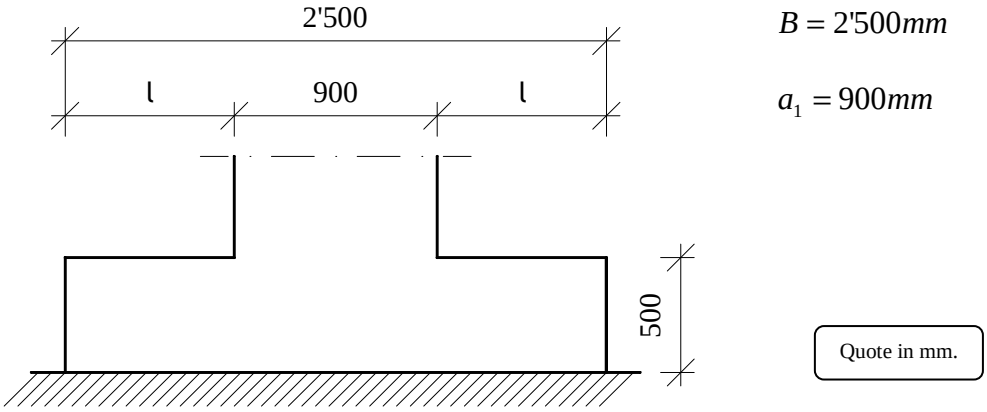
$$\omega_2 = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}064 \cdot (1 + 0{,}064) = 0{,}0681$$

L'armatura principale minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s2} = \frac{\omega_2 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}0681 \cdot 2'500 \cdot 450 \cdot 18}{374} = 3'687{,}23mm^2 < 4'211{,}23mm^2 = A_{s,\min}$$

Siccome l'armatura minima tesa richiesta risulta essere inferiore all'armatura mini-ma imposta dalle normative, si decide di adottare un'armatura tesa A_{s2} formata da 20 Ø 18mm ($A_{s2} = 5'090mm^2$).
Inoltre si è deciso di inserire comunque un'armatura compressa pari ad almeno il 50% di quella tesa, pertanto A_{s1} sarà formata da 26 Ø 18mm ($A_{s1} = 6'616mm^2$).

ALA PILASTRO 24



$B = 2'500mm$

$a_1 = 900mm$

Sezione trasversale.

Da cui:

$$l = \frac{B - a_1}{2} = \frac{2'500 - 900}{2} = 800mm$$

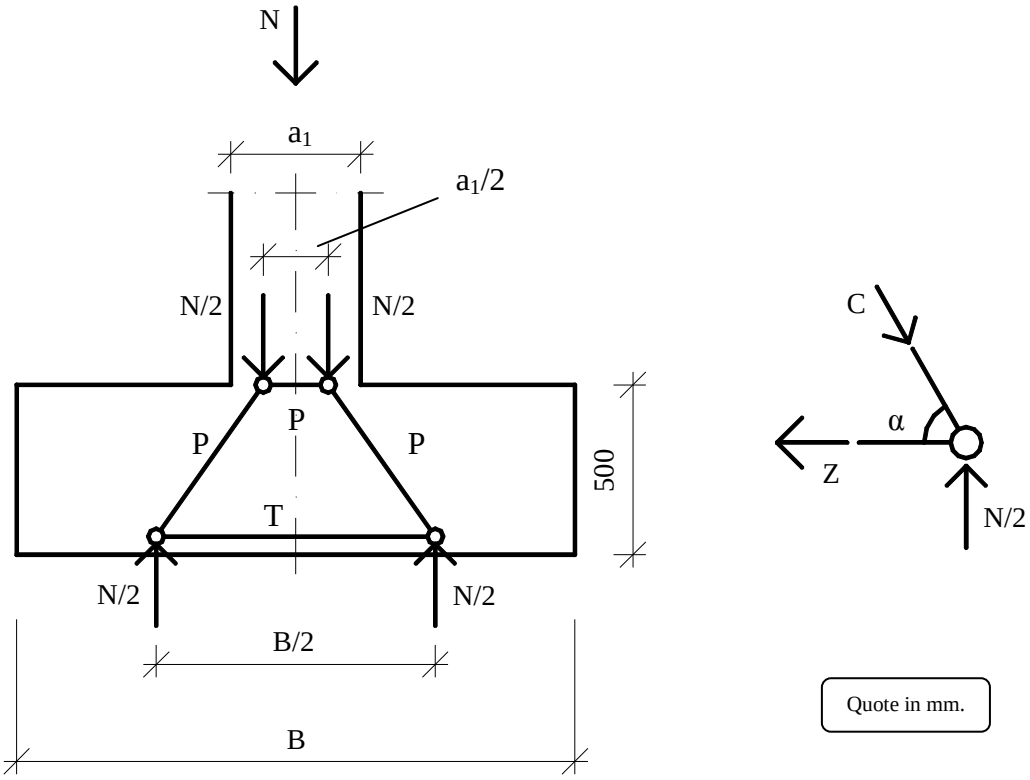
Il rapporto tra la luce della parte a sbalzo l e l'altezza della struttura di fondazione h influenza il comportamento delle ali laterali e permette di individuare tre classi di elementi strutturali, a cui corrispondono diversi modelli di progetto:

TIPO	RAPPORTO l/h	MODELLO DI CALCOLO
Tozzo	< ⅔	Metodo dell'equilibrio
Medio	⅔ ÷ 2	Modello tiranti – puntoni
Snello	> 2	Teoria di De Saint Venant

Essendo nel caso in esame:

$$\frac{l}{h} = \frac{800}{500} = 1{,}6$$

la struttura di fondazione è classificata come "media". Osservazioni sperimentali confermano che allo stato limite ultimo il comportamento di un elemento strutturale definito "medio" può essere schematizzato attraverso un modello tirante – puntone (strut and tie model) costituito da puntoni inclinati di calcestruzzo, incernierati superiormente alla base del pilastro ed inferiormente ad armature metalliche in trazione. Il sistema di forze in equilibrio è rappresentato nella figura a pagina seguente.



Strut and tie model.

L'inclinazione α dei puntoni di calcestruzzo risulta essere:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{4 \cdot d}{B - a_1}\right) = \arctan\left(\frac{4 \cdot 450}{2'500 - 900}\right) \cong 48°$$

Il calcolo viene effettuato con riferimento alla combinazione di carico più gravosa.
La tensione media massima di contatto col terreno risulta essere pari a:

$$\sigma_{t,ave,\max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{0{,}4 + 0{,}35455}{2} = 0{,}3773 MPa$$

Nella direzione principale Y, la forza di trazione totale Z_{Sd} da assorbire con armature metalliche risulta essere pari a:

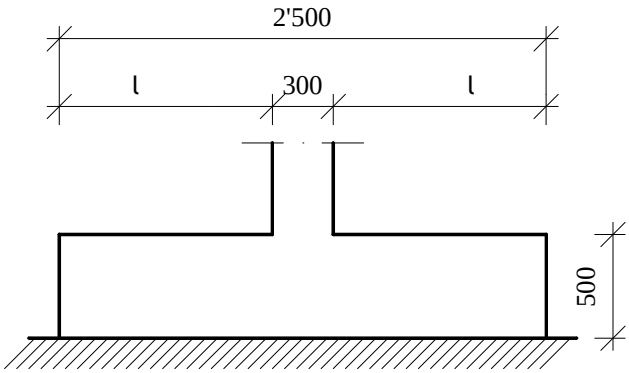
$$N = \sigma_{t,ave,\max} \cdot B \cdot b_1 = 0{,}3773 \cdot 2'500 \cdot 300 = 282'975 N$$
$$Z_{Sd} = \frac{N}{2} \cdot \cot\alpha = \frac{282'975}{2} \cdot \cot 48° \cdot 10^{-3} = 126 kN$$

Il quantitativo di armatura metallica necessaria per assorbire la forza di trazione si ricava dalla relazione:

$$A_s = \frac{Z_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{126 \cdot 10^3}{374} = 337 mm^2$$

Nei 300mm in direzione X del pilastro si disporranno pertanto 3 Ø 14mm ($A_s = 462mm^2$) formati a staffa chiusa.

ALA PILASTRO 25



$B = 2'500mm$

$a_1 = 300mm$

Quote in mm.

Sezione trasversale.

Da cui:

$$l = \frac{B - a_1}{2} = \frac{2'500 - 300}{2} = 1'100mm$$

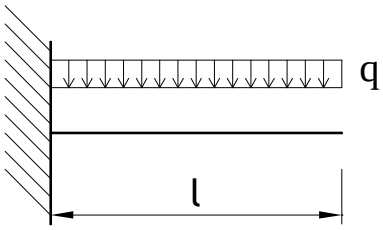
Essendo nel caso in esame:

$$\frac{l}{h} = \frac{1'100}{500} = 2,2$$

la struttura di fondazione è classificata come “snella”, pertanto risulta applicabile la teoria di De Saint Venant.
Il calcolo viene effettuato con riferimento alla combinazione di carico più gravosa.
La tensione media massima di contatto col terreno risulta essere pari a:

$$\sigma_{t,ave,\max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{0,22073 + 0,21844}{2} = 0,22MPa$$

Le sollecitazioni di progetto sono ottenute con il modello in figura:



$i = 500mm$

$$q = i \cdot \sigma_{t,ave,\max} = 500 \cdot 0,22 = 110 \frac{N}{mm}$$

da cui:

$$M_{Sd} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{110 \cdot 1'100^2}{2} \cdot 10^{-6} = 66,55kN \cdot m$$

Espressione del momento di calcolo adimensionalizzato:

$$\mu_{Sd} = \frac{|M_{Sd}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|66{,}55 \cdot 10^6|}{500 \cdot 450^2 \cdot 18} = 0{,}03652 < 0{,}252 = \mu_{\lim}$$

Siccome risulta verificata la condizione $\mu_{Sd} < \mu_{\lim}$, la sezione sarà progettata a semplice armatura.
La percentuale meccanica di armatura principale (tesa) può essere ricavata con la seguente espressione:

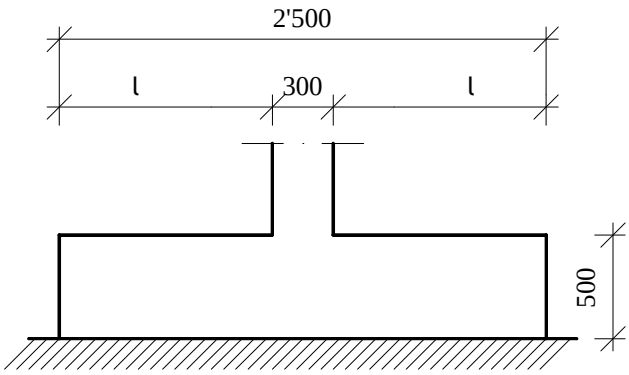
$$\omega_1 = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}03652 \cdot (1 + 0{,}03652) = 0{,}0379$$

L'armatura principale minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s1} = \frac{\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}0379 \cdot 500 \cdot 450 \cdot 18}{374} = 410{,}4 mm^2$$

Si adotta un'armatura metallica costituita da 4 Ø 14mm ($A_{s1} = 616 mm^2$) formati a staffa chiusa.

ALA PARETE 26



$B = 2'500 mm$

$a_1 = 300 mm$

Quote in mm.

Sezione trasversale.

Da cui:

$$l = \frac{B - a_1}{2} = \frac{2'500 - 300}{2} = 1'100 mm$$

Essendo nel caso in esame:

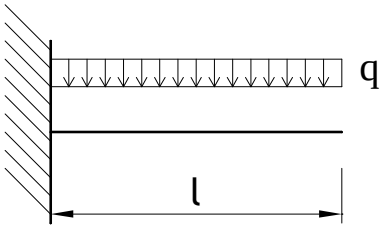
$$\frac{l}{h} = \frac{1'100}{500} = 2{,}2$$

la struttura di fondazione è classificata come "snella", pertanto risulta applicabile la teoria di De Saint Venant.
Il calcolo viene effettuato con riferimento alla combinazione di carico più gravosa.

La tensione media massima di contatto col terreno risulta essere pari a:

$$\sigma_{t,ave,\max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{0{,}21665 + 0{,}13932}{2} = 0{,}178 MPa$$

Le sollecitazioni di progetto sono ottenute con il modello in figura:



$$i = 2'000 mm$$

$$q = i \cdot \sigma_{t,ave,\max} = 2'000 \cdot 0{,}178 = 356 \frac{N}{mm}$$

da cui:

$$M_{Sd} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{356 \cdot 1'100^2}{2} \cdot 10^{-6} = 215{,}38 kN \cdot m$$

Espressione del momento di calcolo adimensionalizzato:

$$\mu_{Sd} = \frac{|M_{Sd}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{|215{,}38 \cdot 10^6|}{2'000 \cdot 450^2 \cdot 18} = 0{,}03 < 0{,}252 = \mu_{\lim}$$

Siccome risulta verificata la condizione $\mu_{Sd} < \mu_{\lim}$, la sezione sarà progettata a semplice armatura.
La percentuale meccanica di armatura principale (tesa) può essere ricavata con la seguente espressione:

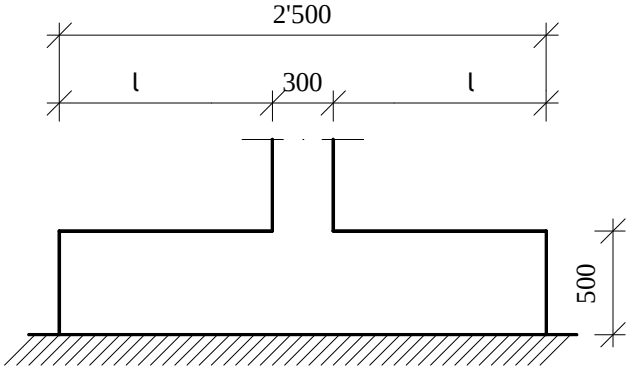
$$\omega_1 = \mu_{Sd} \cdot (1 + \mu_{Sd}) = 0{,}03 \cdot (1 + 0{,}03) = 0{,}031$$

L'armatura principale minima richiesta sarà pertanto pari a:

$$A_{s1} = \frac{\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0{,}031 \cdot 2'000 \cdot 450 \cdot 18}{374} = 1'343 mm^2$$

Si adotta un'armatura metallica costituita da 12 Ø 14mm ($A_{s1} = 1'847 mm^2$) formati a staffa chiusa.

ALA PILASTRO 27



$B = 2'500mm$

$a_1 = 300mm$

Quote in mm.

Sezione trasversale.

Da cui:

$$l = \frac{B - a_1}{2} = \frac{2'500 - 300}{2} = 1'100mm$$

Essendo nel caso in esame:

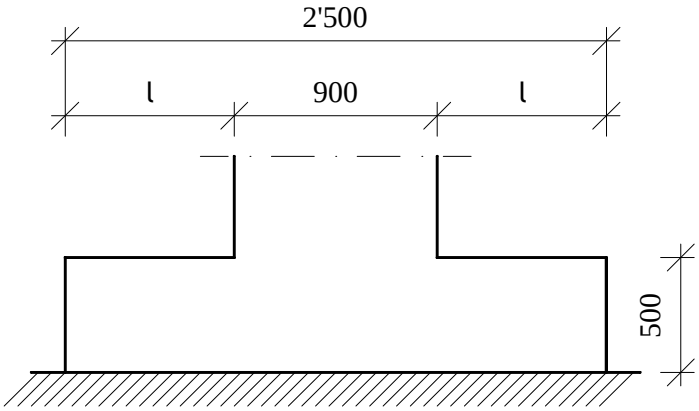
$$\frac{l}{h} = \frac{1'100}{500} = 2,2$$

la struttura di fondazione è classificata come “snella”, pertanto risulta applicabile la teoria di De Saint Venant.
Il calcolo viene effettuato con riferimento alla combinazione di carico più gravosa.
La tensione media massima di contatto col terreno risulta essere pari a:

$$\sigma_{t,ave,\max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{0,18899 + 0,17663}{2} = 0,2MPa$$

La tensione media di compressione risulta essere inferiore rispetto a quella sollecitante l’ala del pilastro 25 ($\sigma_{t,ave,\max} = 0,22MPa$), pertanto si adotterà la medesima armatura metallica: 4 Ø 14mm ($A_{s1} = 616mm^2$) formati a staffa chiusa.

ALA PILASTRO 28



$B = 2'500mm$

$a_1 = 900mm$

Quote in mm.

Sezione trasversale.

Da cui:

$$l = \frac{B - a_1}{2} = \frac{2'500 - 900}{2} = 800mm$$

Essendo nel caso in esame:

$$\frac{l}{h} = \frac{800}{500} = 1{,}6$$

la struttura di fondazione è classificata come "media": modello tirante – puntone (strut and tie model).
L'inclinazione α dei puntoni di calcestruzzo risulta essere:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{4 \cdot d}{B - a_1}\right) = \arctan\left(\frac{4 \cdot 450}{2'500 - 900}\right) \cong 48°$$

Il calcolo viene effettuato con riferimento alla combinazione di carico più gravosa.
La tensione media massima di contatto col terreno risulta essere pari a:

$$\sigma_{t,ave,\max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{0{,}33818 + 0{,}37859}{2} = 0{,}36MPa$$

La tensione media di compressione risulta essere inferiore rispetto a quella sollecitante l'ala del pilastro 24 ($\sigma_{t,ave,\max} = 0{,}3773MPa$), pertanto si adotterà la medesima armatura metallica: 3 Ø 14mm ($A_{s1} = 462mm^2$) formati a staffa chiusa.

5.3. PROGETTO E VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

Il progetto e la verifica dell'armatura al taglio avviene seguendo i principi e le regole già enunciati nella trattazione della trave continua del primo piano.

ARMATURA TRAVERSALE MINIMA

SITUAZIONE PERSISTENTE/TRANSITORIA
In base a quanto affermato in EC2 § 5.4.2.2, corretto secondo il tipo di acciaio e le limitazioni del D.M. del 9 Gennaio 1996 Sez. II § A.4.2, deve essere disposto un quantitativo minimo di armatura a taglio pari a:

$$Rck = 35MPa \Rightarrow \rho_{w,\min} = 0{,}0012$$

SITUAZIONE ECCEZIONALE
In base a quanto affermato dall'O.P.C.M n° 3274 al § 5.5.2.3, nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto pari a una volta l'altezza utile della sezione trasversale (zona critica) per il CD"B", devono essere previste staffe di contenimento.

La prima staffa di contenimento deve distare non più di 50mm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 150mm;

quindi:

$$s_{\max} = \min\begin{Bmatrix} \dfrac{d}{4} \\ 150mm \end{Bmatrix}$$

STAFFE IMPIEGATE

Data l'entità dei carichi trasmessi alla struttura di fondazione, si decide di impiegare staffe verticali di diametro pari a 14mm (l'O.P.C.M n° 3274 indica un diametro minimo di 6mm). Su disposizione di quanto indicato nell'O.P.C.M n° 3274 al § 5.5.2.3, le staffe rettangolari avranno ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità.

ALTEZZA UTILE "d"

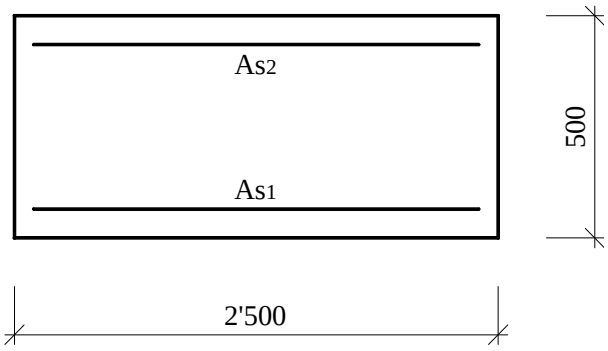
L'altezza utile "d" della sezione trasversale dell'elemento strutturale è data da:

$$c' = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_e}{2} = 50 + 14 + \frac{18}{2} = 73mm$$

$$d = h - c' = 500 - 73 = 427mm$$

CAMPATA 24 – 25

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 18 Ø 18 = 4'580 mm^2

A_{s1} = 9 Ø 18 = 2'290 mm^2

Quote in mm.

- Valore di calcolo della resistenza a taglio di un elemento strutturale privo di una specifica armatura a taglio:

$$k = (1{,}6 - d) \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}427 = 1{,}173 > 1$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \leq 0{,}02 \Rightarrow \rho_l = \frac{4'580}{2'500 \cdot 427} = 0{,}0043 < 0{,}02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} = 0MPa \text{ a favore di sicurezza}$$

quindi:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b \cdot d =$$
$$= \left[\left(\frac{0{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}27}{1{,}6} \cdot \sqrt[3]{35^2}\right) \cdot 0{,}173 \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0{,}0043)\right] \cdot 2'500 \cdot 427 \cdot 10^{-3} =$$
$$= 542{,}851 kN$$

- Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura dalle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo ($\cot\theta = 2$):

$$V_{Rd2} = \frac{b \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{2'500 \cdot 0{,}9 \cdot 427 \cdot 0{,}55475 \cdot 18}{2 + \frac{1}{2}} \cdot 10^{-3} = 3'837 kN$$

<u>REGIONI CRITICHE</u>

Per regioni critiche si intendono le zone in cui si potrebbero formare le cerniere plastiche. In generale tali zone si localizzano:

- in corrispondenza dei nodi trave – pilastro estendendosi per una lunghezza l_{cr} a partire dalle sezioni di estremità (a filo pilastro) della trave stessa. Per strutture in CD"B" secondo l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.3:

$$l_{cr} = d = 427 mm$$

- in ogni altra sezione dove possa verificarsi lo snervamento dell'armatura metallica.

Per tali regioni il taglio massimo sollecitante risulta essere pari a:

$$V_{Sd} = 885{,}9 kN$$

- In tali regioni, secondo le impostazioni dell'O.P.C.M. § n° 3274 § 5.5.2.3, il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è dato da:

$$s_{\max} = \min\left\{\begin{array}{c} \frac{d}{4} = \frac{427}{4} = 106{,}8 mm \\ 150 mm \end{array}\right\} = 106{,}8 mm$$

- Secondo l'EC2 § 5.4.2.2, la distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$\frac{1}{5} \cdot V_{Rd2} < V_{Sd} \leq \frac{2}{3} \cdot V_{Rd2}$$
$$\frac{1}{5} \cdot 3'837 = 767{,}4 kN < 885{,}9 kN < \frac{2}{3} \cdot 3'837 = 2'558 kN$$

la massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe sarà pari a:

$$s_{t,\max} = \min\begin{Bmatrix} 300mm \\ 0{,}6 \cdot d = 0{,}6 \cdot 427 = 256{,}2mm \end{Bmatrix} = 256{,}2mm$$

Siccome risulta:

$$V_{Sd} = 885{,}9kN > 542{,}851kN = V_{Rd1}$$

la sezione necessita di specifica armatura a taglio.
In tali regioni si dispone un'armatura a taglio costituita da 6 staffe a due bracci Ø14mm con passo longitudinale pari a 100mm ($A_{sw} = 1'848mm^2$).

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta essere pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{1'848}{100} \cdot 0{,}9 \cdot 427 \cdot 374 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 5'312kN$$

- Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min\begin{Bmatrix} V_{Rd2} = 3'837kN \\ V_{Rd3} = 5'312kN \end{Bmatrix} = 3'837kN$$

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \le \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{1'848 \cdot 374}{2'500 \cdot 100} \le \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \Rightarrow 2{,}8 < 5$$

- L'armatura longitudinale tesa aggiuntiva a quella di flessione, visto che non si è effettuata la traslazione del diagramma del momento flettente, è fornita da:

$$A_{s2,M-V} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot \frac{885{,}9 \cdot 10^3}{374} \cdot 2 = 2'368{,}7mm^2$$

Armatura necessaria per la flessione: $4'185{,}4mm^2$
Armatura eccedente per la flessione: $4'580 - 4'185{,}4 = 394{,}6mm^2$
Armatura aggiuntiva necessaria: $2'368{,}7 - 394{,}6 = 1'974{,}1mm^2$

Saranno aggiunti 17 Ø 12mm ($A_{s2,M-V} = 1'921mm^2$ [3]).

[3] L'area di armatura aggiuntiva a flessione risulta essere in difetto di poco, tale scarto è giustificato dal fatto che il corretto valore del taglio sollecitante da considerare sarebbe quello a filo incastro, il quale risulta inferiore al valore impiegato. Per tale motivazione si accetta l'armatura suddetta.

- Verifica armatura trasversale minima:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \geq \rho_{w,\min} = 0{,}0012 \Rightarrow \rho_w = \frac{1'848}{100 \cdot 2'500} = 0{,}0074 > 0{,}0012 = \rho_{\min}$$

- Verifica del passo longitudinale delle staffe per la limitazione delle fessure da taglio:

$$\frac{V_{Sd} - 3 \cdot V_{Rd1}}{\rho_w \cdot b \cdot d} \rightarrow s_{\max}$$

Siccome $3 \cdot V_{Rd1} = 3 \cdot 542{,}851 = 1'628{,}553kN$ risulta essere superiore a $V_{Sd} = 885{,}9kN$, il passo non deve eccedere i 300mm:

$$s = 100mm < 300mm$$

- Verifica della massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe:

$$s_t = 240mm < 256{,}2mm = s_{t,\max}$$

<u>ZONA CENTRALE</u>

La zona centrale della campata 24 – 25 presenta una lunghezza pari a:

$$l_c = l_{eff} - 2 \cdot l_{cr} = 2'550 - 2 \cdot 427 = 1'696mm$$

In tale zona il massimo taglio sollecitante risulta pari a:

$$V_{Sd} = 555{,}2kN$$

- Secondo le impostazioni dell'EC2 § 5.4.2.2, il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$V_{Sd} < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} = 555{,}2kN < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2} = 767{,}4kN$$

il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è pari a:

$$s_{\max} = \min \begin{Bmatrix} 0{,}8 \cdot d = 0{,}8 \cdot 427 = 341{,}6mm \\ 300mm \end{Bmatrix} = 300mm$$

- Secondo l'EC2 § 5.4.2.2, la distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$V_{Sd} < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} = 555{,}2kN < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2} = 767{,}4kN$$

la massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è pari a:

$$s_{t,\max} = \min \begin{Bmatrix} 800mm \\ d = 427mm \end{Bmatrix} = 427mm$$

Siccome risulta:

$$V_{Sd} = 555{,}2kN > 542{,}851kN = V_{Rd1}$$

la sezione necessità di specifica armatura a taglio.
Nella zona centrale si dispone un'armatura a taglio costituita da 4 staffe a due bracci Ø14mm con passo longitudinale pari a 300mm ($A_{sw} = 1'232mm^2$).

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta essere pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{1'232}{300} \cdot 0{,}9 \cdot 427 \cdot 374 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 1'180kN$$

- Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min \begin{Bmatrix} V_{Rd2} = 3'837kN \\ V_{Rd3} = 1'180kN \end{Bmatrix} = 1'180kN$$

Essendo che $V_{Rd2} > V_{Rd3}$ lo stato limite ultimo per taglio si configura con carattere di duttilità, per snervamento delle staffe.

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \le \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{1'232 \cdot 374}{2'500 \cdot 300} \le \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \Rightarrow 0{,}6144 < 5$$

- Verifica armatura trasversale minima:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \ge \rho_{w,\min} = 0{,}0012 \Rightarrow \rho_w = \frac{1'232}{300 \cdot 2'500} = 0{,}0016 > 0{,}0012 = \rho_{\min}$$

- Verifica del passo longitudinale delle staffe per la limitazione delle fessure da taglio:

$$\frac{V_{Sd} - 3 \cdot V_{Rd1}}{\rho_w \cdot b \cdot d} \rightarrow s_{\max}$$

Siccome $3 \cdot V_{Rd1} = 3 \cdot 542{,}851 = 1'628{,}553 kN$ risulta essere superiore a $V_{Sd} = 555{,}2 kN$, il passo non deve eccedere i 300mm:

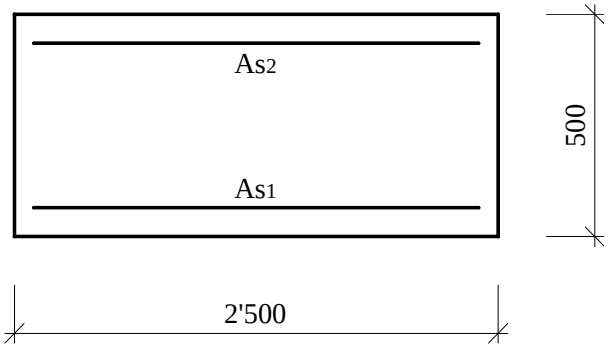
$$s = 300 mm \leq 300 mm$$

- Verifica della massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe:

$$s_t = 400 mm < 427 mm = s_{t,\max}$$

CAMPATA 25 – 26

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 18 Ø 18 = 4'580 mm^2

A_{s1} = 26 Ø 18 = 6'616 mm^2

Quote in mm.

- Valore di calcolo della resistenza a taglio di un elemento strutturale privo di una specifica armatura a taglio:

$$k = (1{,}6 - d) \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}427 = 1{,}173 > 1$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \leq 0{,}02 \Rightarrow \rho_l = \frac{4'580}{2'500 \cdot 427} = 0{,}0043 < 0{,}02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} = 0 MPa \text{ a favore di sicurezza}$$

quindi:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b \cdot d =$$
$$= \left[\left(\frac{0{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}27}{1{,}6} \cdot \sqrt[3]{35^2}\right) \cdot 0{,}173 \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0{,}0043)\right] \cdot 2'500 \cdot 427 \cdot 10^{-3} =$$
$$= 542{,}851 kN$$

- Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura dalle biel-le compresse convenzionali di calcestruzzo ($\cot\theta = 2$):

$$V_{Rd2} = \frac{b \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{2'500 \cdot 0{,}9 \cdot 427 \cdot 0{,}55475 \cdot 18}{2 + \frac{1}{2}} \cdot 10^{-3} = 3'837kN$$

<u>REGIONI CRITICHE</u>
Per strutture in CD"B" secondo l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.3:

$$l_{cr} = d = 427mm$$

Per tali regioni il taglio massimo sollecitante risulta essere pari a:

$$V_{Sd} = 725{,}76kN$$

- In tali regioni, secondo le impostazioni dell'O.P.C.M. § n° 3274 § 5.5.2.3, il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è dato da:

$$s_{\max} = \min\begin{Bmatrix} \frac{d}{4} = \frac{427}{4} = 106{,}8mm \\ 150mm \end{Bmatrix} = 106{,}8mm$$

- Secondo l'EC2 § 5.4.2.2, la distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$V_{Sd} < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} = 725{,}76kN < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2} = 767{,}4kN$$

il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è pari a:

$$s_{\max} = \min\begin{Bmatrix} d = 427mm \\ 800mm \end{Bmatrix} = 427mm$$

Siccome risulta:

$$V_{Sd} = 725{,}76kN > 542{,}851kN = V_{Rd1}$$

la sezione necessita di specifica armatura a taglio.
In tali regioni si dispone un'armatura a taglio costituita da 4 staffe a due bracci Ø14mm con passo longitudinale pari a 100mm ($A_{sw} = 1'232mm^2$).

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta essere pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{1'232}{100} \cdot 0{,}9 \cdot 427 \cdot 374 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 3'541kN$$

- Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min\begin{Bmatrix} V_{Rd2} = 3'837kN \\ V_{Rd3} = 3'541kN \end{Bmatrix} = 3'541kN$$

Essendo che $V_{Rd2} > V_{Rd3}$ lo stato limite ultimo per taglio si configura con carattere di duttilità, per snervamento delle staffe.

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{1'232 \cdot 374}{2'500 \cdot 100} \leq \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \Rightarrow 1{,}2 < 5$$

- L'armatura longitudinale tesa aggiuntiva a quella di flessione, visto che non si è effettuata la traslazione del diagramma del momento flettente, è fornita da:

$$A_{s2,M-V} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot \frac{725{,}76 \cdot 10^3}{374} \cdot 2 = 1'940{,}53mm^2$$

Armatura necessaria per la flessione: $6'551{,}5 + 3'687{,}23 = 10'238{,}73mm^2$
Armatura eccedente per la flessione: $(6'616 + 5'090) - 10'238{,}73 = 1'467{,}27mm^2$
Armatura aggiuntiva necessaria: $1'940{,}53 - 1'467{,}27 = 473{,}26mm^2$

Saranno aggiunti 17 Ø 12mm ($A_{s2,M-V} = 1'921mm^2$).

- Verifica armatura trasversale minima:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \geq \rho_{w,\min} = 0{,}0012 \Rightarrow \rho_w = \frac{1'232}{100 \cdot 2'500} = 0{,}0049 > 0{,}0012 = \rho_{\min}$$

- Verifica del passo longitudinale delle staffe per la limitazione delle fessure da taglio:

$$\frac{V_{Sd} - 3 \cdot V_{Rd1}}{\rho_w \cdot b \cdot d} \rightarrow s_{\max}$$

Siccome $3 \cdot V_{Rd1} = 3 \cdot 542{,}851 = 1'628{,}553kN$ risulta essere superiore a $V_{Sd} = 725{,}76kN$, il passo non deve eccedere i 300mm:

$$s = 100mm < 300mm$$

- Verifica della massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe:

$$s_t = 400mm < 427mm = s_{t,\max}$$

ZONA CENTRALE

La zona centrale della campata 25 – 26 presenta una lunghezza pari a:

$$l_c = l_{eff} - 2 \cdot l_{cr} = 1'800 - 2 \cdot 427 = 946mm$$

In tale zona il massimo taglio sollecitante risulta pari a:

$$V_{Sd} = 553kN$$

- Secondo le impostazioni dell'EC2 § 5.4.2.2, il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$V_{Sd} < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} = 553kN < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2} = 767{,}4kN$$

il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è pari a:

$$s_{\max} = \min \begin{Bmatrix} 0{,}8 \cdot d = 0{,}8 \cdot 427 = 341{,}6mm \\ 300mm \end{Bmatrix} = 300mm$$

- Secondo l'EC2 § 5.4.2.2, la distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$V_{Sd} < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} = 553kN < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2} = 767{,}4kN$$

la massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è pari a:

$$s_{t,\max} = \min \begin{Bmatrix} 800mm \\ d = 427mm \end{Bmatrix} = 427mm$$

Siccome risulta:

$$V_{Sd} = 553kN > 542{,}851kN = V_{Rd1}$$

la sezione necessità di specifica armatura a taglio.

Nella zona centrale si dispone un'armatura a taglio costituita da 4 staffe a due bracci Ø14mm con passo longitudinale pari a 300mm ($A_{sw} = 1'232mm^2$).

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta essere pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{1'232}{300} \cdot 0{,}9 \cdot 427 \cdot 374 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 1'180kN$$

- Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min\begin{Bmatrix} V_{Rd2} = 3'837kN \\ V_{Rd3} = 1'180kN \end{Bmatrix} = 3'837kN$$

Essendo che $V_{Rd2} > V_{Rd3}$ lo stato limite ultimo per taglio si configura con carattere di duttilità, per snervamento delle staffe.

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot \nu \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{1'232 \cdot 374}{2'500 \cdot 300} \leq \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \Rightarrow 0{,}6144 < 5$$

- Verifica armatura trasversale minima:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \geq \rho_{w,\min} = 0{,}0012 \Rightarrow \rho_w = \frac{1'232}{300 \cdot 2'500} = 0{,}0016 > 0{,}0012 = \rho_{\min}$$

- Verifica del passo longitudinale delle staffe per la limitazione delle fessure da taglio:

$$\frac{V_{Sd} - 3 \cdot V_{Rd1}}{\rho_w \cdot b \cdot d} \rightarrow s_{\max}$$

Siccome $3 \cdot V_{Rd1} = 3 \cdot 542{,}851 = 1'628{,}553kN$ risulta essere superiore a $V_{Sd} = 553kN$, il passo non deve eccedere i 300mm:

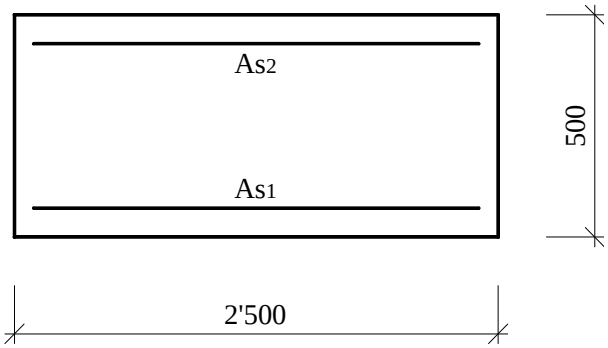
$$s = 300mm \leq 300mm$$

- Verifica della massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe:

$$s_t = 400mm < 427mm = s_{t,\max}$$

CAMPATA 26 – 27

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 20 Ø 18 = 5'090 mm^2

A_{s1} = 26 Ø 18 = 6'616 mm^2

Quote in mm.

- Valore di calcolo della resistenza a taglio di un elemento strutturale privo di una specifica armatura a taglio:

$$k = (1{,}6 - d) \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}427 = 1{,}173 > 1$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \leq 0{,}02 \Rightarrow \rho_l = \frac{5'090}{2'500 \cdot 427} = 0{,}0048 < 0{,}02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} = 0MPa \text{ a favore di sicurezza}$$

quindi:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b \cdot d =$$

$$= \left[\left(\frac{0{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}27}{1{,}6} \cdot \sqrt[3]{35^2}\right) \cdot 0{,}173 \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0{,}0048)\right] \cdot 2'500 \cdot 427 \cdot 10^{-3} =$$

$$= 550{,}764kN$$

- Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura dalle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo ($\cot\theta = 2$):

$$V_{Rd2} = \frac{b \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{2'500 \cdot 0{,}9 \cdot 427 \cdot 0{,}55475 \cdot 18}{2 + \frac{1}{2}} \cdot 10^{-3} = 3'837kN$$

<u>REGIONI CRITICHE</u>

Per strutture in CD"B" secondo l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.3:

$$l_{cr} = d = 427mm$$

Per tali regioni il taglio massimo sollecitante risulta essere pari a:

$$V_{Sd} = 800{,}28kN$$

- In tali regioni, secondo le impostazioni dell'O.P.C.M. § n° 3274 § 5.5.2.3, il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è dato da:

$$s_{\max} = \min\begin{Bmatrix} \dfrac{d}{4} = \dfrac{427}{4} = 106{,}8mm \\ 150mm \end{Bmatrix} = 106{,}8mm$$

- Secondo l'EC2 § 5.4.2.2, la distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$\frac{1}{5}\cdot V_{Rd2} < V_{Sd} \le \frac{2}{3}\cdot V_{Rd2}$$
$$\frac{1}{5}\cdot 3'837 = 767{,}4kN < 800{,}28kN < \frac{2}{3}\cdot 3'837 = 2'558kN$$

la massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe sarà pari a:

$$s_{t,\max} = \min\begin{Bmatrix} 300mm \\ 0{,}6\cdot d = 0{,}6\cdot 427 = 256{,}2mm \end{Bmatrix} = 256{,}2mm$$

Siccome risulta:

$$V_{Sd} = 800{,}28kN > 550{,}764kN = V_{Rd1}$$

la sezione necessita di specifica armatura a taglio.
In tali regioni si dispone un'armatura a taglio costituita da 6 staffe a due bracci Ø14mm con passo longitudinale pari a 100mm ($A_{sw} = 1'848mm^2$).

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta essere pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s}\cdot z\cdot f_{ywd}\cdot \cot\theta = \frac{1'848}{100}\cdot 0{,}9\cdot 427\cdot 374\cdot 2\cdot 10^{-3} = 5'312kN$$

- Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min\begin{Bmatrix} V_{Rd2} = 3'837kN \\ V_{Rd3} = 5'312kN \end{Bmatrix} = 3'837kN$$

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw}\cdot f_{ywd}}{b\cdot s} \le \frac{1}{2}\cdot v\cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{1'848\cdot 374}{2'500\cdot 100} \le \frac{1}{2}\cdot 0{,}55475\cdot 18 \Rightarrow 2{,}8 < 5$$

- L'armatura longitudinale tesa aggiuntiva a quella di flessione, visto che non si è effettuata la traslazione del diagramma del momento flettente, è fornita da:

$$A_{s2,M-V} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot \frac{800,28 \cdot 10^3}{374} \cdot 2 = 2'139,79 mm^2$$

Armatura necessaria per la flessione: $6'551,5 + 3'687,23 = 10'238,73 mm^2$
Armatura eccedente per la flessione: $(6'616 + 5'090) - 10'238,73 = 1'467,27 mm^2$
Armatura aggiuntiva necessaria: $2'139,79 - 1'467,27 = 672,52 mm^2$

Saranno aggiunti 10 Ø 18mm ($A_{s2,M-V} = 2'545 mm^2$).

- Verifica armatura trasversale minima:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \geq \rho_{w,\min} = 0,0012 \Rightarrow \rho_w = \frac{1'848}{100 \cdot 2'500} = 0,0074 > 0,0012 = \rho_{\min}$$

- Verifica del passo longitudinale delle staffe per la limitazione delle fessure da taglio:

$$\frac{V_{Sd} - 3 \cdot V_{Rd1}}{\rho_w \cdot b \cdot d} \rightarrow s_{\max}$$

Siccome $3 \cdot V_{Rd1} = 3 \cdot 550,764 = 1'652 kN$ risulta essere superiore a $V_{Sd} = 800,28 kN$, il passo non deve eccedere i 300mm:

$$s = 100 mm < 300 mm$$

- Verifica della massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe:

$$s_t = 240 mm < 256,2 mm = s_{t,\max}$$

<u>ZONA CENTRALE</u>
La zona centrale della campata 26 – 27 presenta una lunghezza pari a:

$$l_c = l_{eff} - 2 \cdot l_{cr} = 1'550 - 2 \cdot 427 = 696 mm$$

In tale zona il massimo taglio sollecitante risulta pari a:

$$V_{Sd} = 488,92 kN$$

- Secondo le impostazioni dell'EC2 § 5.4.2.2, il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle biel-le compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$V_{Sd} < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} = 488{,}92kN < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2} = 767{,}4kN$$

il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è pari a:

$$s_{\max} = \min \begin{Bmatrix} 0{,}8 \cdot d = 0{,}8 \cdot 427 = 341{,}6mm \\ 300mm \end{Bmatrix} = 300mm$$

- Secondo l'EC2 § 5.4.2.2, la distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$V_{Sd} < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} = 488{,}92kN < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2} = 767{,}4kN$$

la massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è pari a:

$$s_{t,\max} = \min \begin{Bmatrix} 800mm \\ d = 427mm \end{Bmatrix} = 427mm$$

Siccome risulta:

$$V_{Sd} = 488{,}98kN < 550{,}764kN = V_{Rd1}$$

la sezione non necessità di specifica armatura a taglio, si inserirà comunque per rispettare i minimi da normativa.
Nella zona centrale si dispone un'armatura a taglio costituita da 4 staffe a due bracci Ø14mm con passo longitudinale pari a 300mm ($A_{sw} = 1'232mm^2$).

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta essere pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{1'232}{300} \cdot 0{,}9 \cdot 427 \cdot 374 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 1'180kN$$

- Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min \begin{Bmatrix} V_{Rd2} = 3'837kN \\ V_{Rd3} = 1'180kN \end{Bmatrix} = 1'180kN$$

Essendo che $V_{Rd2} > V_{Rd3}$ lo stato limite ultimo per taglio si configura con caratte-re di duttilità, per snervamento delle staffe.

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{1'232 \cdot 374}{2'500 \cdot 300} \leq \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \Rightarrow 0{,}6144 < 5$$

- Verifica armatura trasversale minima:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \geq \rho_{w,\min} = 0{,}0012 \Rightarrow \rho_w = \frac{1'232}{300 \cdot 2'500} = 0{,}0016 > 0{,}0012 = \rho_{\min}$$

- Verifica del passo longitudinale delle staffe per la limitazione delle fessure da taglio:

$$\frac{V_{Sd} - 3 \cdot V_{Rd1}}{\rho_w \cdot b \cdot d} \rightarrow s_{\max}$$

Siccome $3 \cdot V_{Rd1} = 3 \cdot 550{,}764 = 1'652kN$ risulta essere superiore a $V_{Sd} = 488{,}92kN$, il passo non deve eccedere i 300mm:

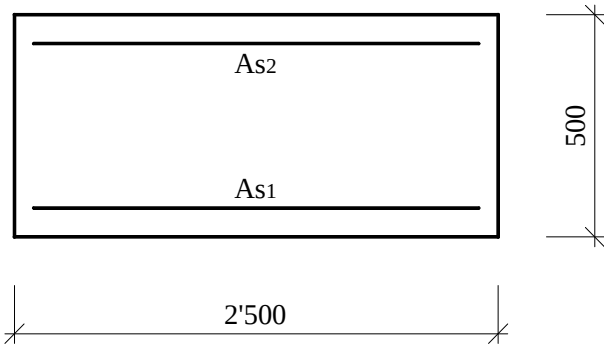
$$s = 300mm \leq 300mm$$

- Verifica della massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe:

$$s_t = 400mm < 427mm = s_{t,\max}$$

CAMPATA 27 – 28

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 20 Ø 18 = 5'090 mm^2

A_{s1} = 10 Ø 18 = 2'545 mm^2

Quote in mm.

- Valore di calcolo della resistenza a taglio di un elemento strutturale privo di una specifica armatura a taglio:

$$k = (1{,}6 - d) \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}427 = 1{,}173 > 1$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \leq 0{,}02 \Rightarrow \rho_l = \frac{5'090}{2'500 \cdot 427} = 0{,}0048 < 0{,}02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c} = 0MPa \text{ a favore di sicurezza}$$

quindi:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b \cdot d =$$

$$= \left[\left(\frac{0{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}27}{1{,}6} \cdot \sqrt[3]{35^2}\right) \cdot 0{,}173 \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0{,}0048)\right] \cdot 2'500 \cdot 427 \cdot 10^{-3} =$$

$$= 550{,}764kN$$

- Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura dalle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo ($\cot\theta = 2$):

$$V_{Rd2} = \frac{b \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{2'500 \cdot 0{,}9 \cdot 427 \cdot 0{,}55475 \cdot 18}{2 + \frac{1}{2}} \cdot 10^{-3} = 3'837kN$$

<u>REGIONI CRITICHE</u>
Per strutture in CD"B" secondo l'O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.3:

$$l_{cr} = d = 427mm$$

Per tali regioni il taglio massimo sollecitante risulta essere pari a:

$$V_{Sd} = 907{,}44kN$$

- In tali regioni, secondo le impostazioni dell'O.P.C.M. § n° 3274 § 5.5.2.3, il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è dato da:

$$s_{\max} = \min\left\{\begin{matrix} \frac{d}{4} = \frac{427}{4} = 106{,}8mm \\ 150mm \end{matrix}\right\} = 106{,}8mm$$

- Secondo l'EC2 § 5.4.2.2, la distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$\frac{1}{5} \cdot V_{Rd2} < V_{Sd} \leq \frac{2}{3} \cdot V_{Rd2}$$
$$\frac{1}{5} \cdot 3'837 = 767{,}4kN < 907{,}44kN < \frac{2}{3} \cdot 3'837 = 2'558kN$$

la massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe sarà pari a:

$$s_{t,\max} = \min\left\{\begin{matrix} 300mm \\ 0{,}6 \cdot d = 0{,}6 \cdot 427 = 256{,}2mm \end{matrix}\right\} = 256{,}2mm$$

Siccome risulta:

$$V_{Sd} = 907{,}44kN > 550{,}764kN = V_{Rd1}$$

la sezione necessita di specifica armatura a taglio.
In tali regioni si dispone un'armatura a taglio costituita da 6 staffe a due bracci Ø14mm con passo longitudinale pari a 100mm ($A_{sw} = 1'848mm^2$).

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta essere pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{1'848}{100} \cdot 0{,}9 \cdot 427 \cdot 374 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 5'312kN$$

- Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min\begin{Bmatrix} V_{Rd2} = 3'837kN \\ V_{Rd3} = 5'312kN \end{Bmatrix} = 3'837kN$$

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{1'848 \cdot 374}{2'500 \cdot 100} \leq \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \Rightarrow 2{,}8 < 5$$

- L'armatura longitudinale tesa aggiuntiva a quella di flessione, visto che non si è effettuata la traslazione del diagramma del momento flettente, è fornita da:

$$A_{s2,M-V} = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot \frac{907{,}44 \cdot 10^3}{374} \cdot 2 = 2'426{,}3mm^2$$

Saranno impiegati i 10 Ø 18mm ($A_{s2,M-V} = 2'545mm^2$).

- Verifica armatura trasversale minima:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \geq \rho_{w,\min} = 0{,}0012 \Rightarrow \rho_w = \frac{1'848}{100 \cdot 2'500} = 0{,}0074 > 0{,}0012 = \rho_{\min}$$

- Verifica del passo longitudinale delle staffe per la limitazione delle fessure da taglio:

$$\frac{V_{Sd} - 3 \cdot V_{Rd1}}{\rho_w \cdot b \cdot d} \rightarrow s_{\max}$$

Siccome $3 \cdot V_{Rd1} = 3 \cdot 550{,}764 = 1'652kN$ risulta essere superiore a $V_{Sd} = 907{,}44kN$, il passo non deve eccedere i 300mm:

$$s = 100mm < 300mm$$

- Verifica della massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe:

$$s_t = 240mm < 256{,}2mm = s_{t,\max}$$

ZONA CENTRALE

La zona centrale della campata 27 – 28 presenta una lunghezza pari a:

$$l_c = l_{eff} - 2 \cdot l_{cr} = 3'600 - 2 \cdot 427 = 2'746mm$$

In tale zona il massimo taglio sollecitante risulta pari a:

$$V_{Sd} = 637,48kN$$

- Secondo le impostazioni dell'EC2 § 5.4.2.2, il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$V_{Sd} < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} = 637,48kN < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2} = 767,4kN$$

il massimo passo longitudinale delle armature trasversali è pari a:

$$s_{\max} = \min \begin{Bmatrix} 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 427 = 341,6mm \\ 300mm \end{Bmatrix} = 300mm$$

- Secondo l'EC2 § 5.4.2.2, la distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è funzione del taglio sollecitante e della resistenza delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo; pertanto siccome risulta:

$$V_{Sd} < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} = 637,48kN < \frac{1}{5} \cdot V_{Rd2} = 767,4kN$$

la massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe è pari a:

$$s_{t,\max} = \min \begin{Bmatrix} 800mm \\ d = 427mm \end{Bmatrix} = 427mm$$

Siccome risulta:

$$V_{Sd} = 637,48kN < 550,764kN = V_{Rd1}$$

la sezione necessità di specifica armatura a taglio.

Nella zona centrale si dispone un'armatura a taglio costituita da 6 staffe a due bracci Ø14mm con passo longitudinale pari a 250mm ($A_{sw} = 1'848mm^2$).

- La forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio risulta essere pari a:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{1'848}{250} \cdot 0{,}9 \cdot 427 \cdot 374 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 2'124kN$$

- Il valore del taglio resistente sarà dato da:

$$V_{Rd} = \min\begin{Bmatrix} V_{Rd2} = 3'837kN \\ V_{Rd3} = 2'124kN \end{Bmatrix} = 2'124kN$$

Essendo che $V_{Rd2} > V_{Rd3}$ lo stato limite ultimo per taglio si configura con carattere di duttilità, per snervamento delle staffe.

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot \nu \cdot f_{cd} \Rightarrow \frac{1'848 \cdot 374}{2'500 \cdot 250} \leq \frac{1}{2} \cdot 0{,}55475 \cdot 18 \Rightarrow 1{,}11 < 5$$

- Verifica armatura trasversale minima:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \geq \rho_{w,\min} = 0{,}0012 \Rightarrow \rho_w = \frac{1'848}{250 \cdot 2'500} = 0{,}003 > 0{,}0012 = \rho_{\min}$$

- Verifica del passo longitudinale delle staffe per la limitazione delle fessure da taglio:

$$\frac{V_{Sd} - 3 \cdot V_{Rd1}}{\rho_w \cdot b \cdot d} \rightarrow s_{\max}$$

Siccome $3 \cdot V_{Rd1} = 3 \cdot 550{,}764 = 1'652kN$ risulta essere superiore a $V_{Sd} = 555{,}2kN$, il passo non deve eccedere i 300mm:

$$s = 300mm \leq 300mm$$

- Verifica della massima distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe:

$$s_t = 400mm < 427mm = s_{t,\max}$$

6. VERIFICA DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

Il procedimento generale per la verifica a flessione allo stato limite ultimo, consiste nell'esprimere la risultante delle tensioni di compressione e trazione in funzione della posizione dell'asse neutro e calcolare la distanza di quest'ultimo dal lato delle fibre compresse imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale; ossia:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd}$$

Infine determinare il momento resistente della sezione imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura tesa:

$$M_{Rd} = N_{s2} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)$$ [4]

La condizione di verifica è la seguente:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

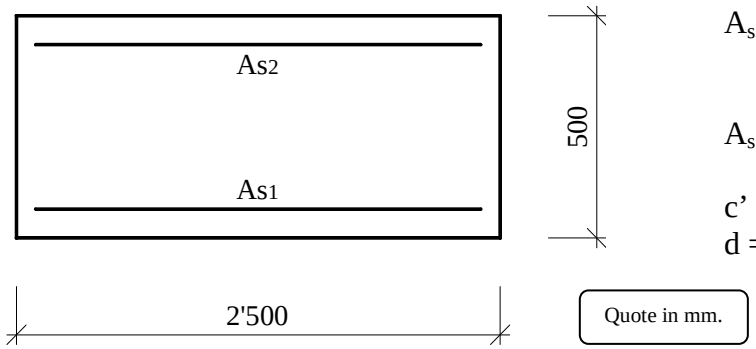
avendo già imposto:

$$N_{Rd} = N_{Sd}$$

Per maggiori chiarimenti si rimanda a quanto già trattato nella verifica della nervatura del solaio tipo.

SEZIONE 1

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 18 Ø 18 + 17 Ø 12 =
= 6'501 mm^2

A_{s1} = 9 Ø 18 = 2'290 mm^2

c' = 73 mm
d = 427 mm

SLU +

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 2'500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

[4] In questo caso viene considerato il momento resistente per SLU+: A_{s1} è l'armatura tesa.

- risultanti delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -6'501 \cdot \frac{x - 73}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 2'290 \cdot 374 = 856'460N$$

Come già accennato nei precedenti capitoli, per piccoli valori la forza di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 59{,}875mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 59{,}875 = -1'853'991N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -6'501 \cdot \frac{59{,}875 - 73}{59{,}875} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 =$$
$$= 997'531N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s1}) ottengo il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = -[N_{s2} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= -\left[997'531 \cdot (427 - 73) - 1'853'991 \cdot \left(427 - \frac{99}{238} \cdot 59{,}875\right)\right] \cdot 10^{-6} = \text{ii}$$
$$= 392{,}353kN \cdot m$$

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{59{,}875}{427} = 0{,}14 < 0{,}45$$

- Verifica dell'armatura longitudinale massima:
  - condizione persistente/transitoria (EC2 § 5.4.2.1.1):

$$A_{s,tot} \le 0{,}03 \cdot A_c \le 0{,}03 \cdot (2'500 \cdot 500) \le 37'500mm^2$$

da cui:

$$A_{s,tot} = 8'791mm^2 < 37'500mm^2$$

Secondo quanto affermato in EC2 § 4.3.2.4.4(5)(6), per tener conto della concomitante combinazione di momento flettente e taglio, secondo il metodo dell'inclinazione

variabile del traliccio, assunto $\cot\theta = 2$, l'armatura longi-tudinale deve essere prolungata oltre la sezione considerata di una quantità pari a:

$$a_l = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot d) \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot 427) \cdot 2 = 384{,}3mm$$

- condizione eccezionale (O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.2):

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}} \Rightarrow \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}}$$

da cui:

$$\frac{6'501}{2'500 \cdot 427} < \frac{2'290}{2'500 \cdot 427} + \frac{3{,}5}{430} \Rightarrow 0{,}0061 < 0{,}01$$

Almeno due barre di diametro non inferiore a 12mm devono essere presenti superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave; nel caso in esame abbiamo 18 Ø 18 + 17 Ø 12 superiormente e 9 Ø 18 inferiormente.

A ciascuna estremità collegata con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale (d = 427mm), la percentuale di ar-matura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione; nel caso in esame avevo già posto tale condizione nel progetto dell'armatura a flessione (18 Ø 18 tesi e 9 Ø 18 compressi: 50%).

Almeno un quarto dell'armatura superiore (si può considerare in fondazione come quella compressa) necessaria alle estremità della trave deve essere mantenuta per tutto il bordo della trave; nel caso in esame viene mantenuta interamente.

SLU -

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 2'500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultanti delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -2'290 \cdot \frac{x - 73}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 6'501 \cdot 374 = 2'431'374N$$

Come già accennato nei precedenti capitoli, per piccoli valori la forza di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 76{,}29mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 76{,}29 = -2'362'253N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -2'290 \cdot \frac{76{,}29 - 73}{76{,}29} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$
$$= -69'121N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s2}) otten-go il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[-69'121 \cdot (427 - 73) - 2'362'253 \cdot \left(427 - \frac{99}{238} \cdot 76{,}29 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$
$$= -958{,}187 kN \cdot m$$

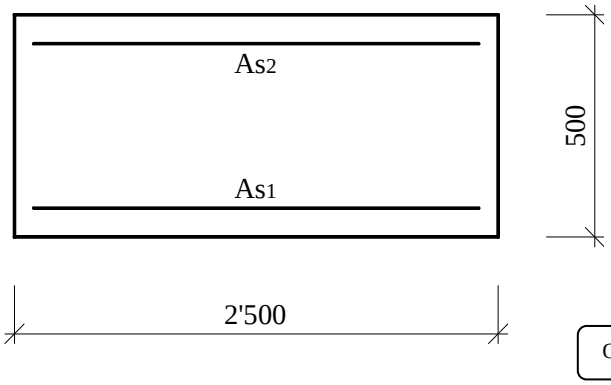
- Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \leq \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{76{,}29}{427} = 0{,}18 < 0{,}45$$

Verifica dell'armatura longitudinale già effettuata nel caso di stato limite ultimo positivo.

SEZIONE 4

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 18 Ø 18 + 17 Ø 12 =
= 6'501 mm^2

A_{s1} = 9 Ø 18 + 10 Ø 18 + 7 Ø 18 = 6'616 mm^2

c' = 73 mm
d = 427 mm

Quote in mm.

SLU +

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 2'500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultanti delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -6'501 \cdot \frac{x - 73}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 6'616 \cdot 374 = 2'474'384 N$$

Come già accennato nei precedenti capitoli, per piccoli valori la forza di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 75{,}342 mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 75{,}342 = -2'332'916 N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -6'501 \cdot \frac{75{,}342 - 73}{75{,}342} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 =$$
$$= -141'468 N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s1}) otten-go il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = -\left[N_{s2} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)\right] =$$
$$= -\left[-141'468 \cdot (427 - 73) - 2'332'916 \cdot \left(427 - \frac{99}{238} \cdot 75{,}342\right)\right] \cdot 10^{-6} = \text{ii}$$
$$= 973{,}122 kN \cdot m$$

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{75{,}342}{427} = 0{,}18 < 0{,}45$$

- Verifica dell'armatura longitudinale massima:
  - condizione persistente/transitoria (EC2 § 5.4.2.1.1):

$$A_{s,tot} \le 0{,}03 \cdot A_c \le 0{,}03 \cdot (2'500 \cdot 500) \le 37'500 mm^2$$

da cui:

$$A_{s,tot} = 13'117 mm^2 < 37'500 mm^2$$

Secondo quanto affermato in EC2 § 4.3.2.4.4(5)(6), per tener conto della concomitante combinazione di momento flettente e taglio, secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio, assunto $\cot\theta = 2$, l'armatura longi-tudinale deve essere prolungata oltre la sezione considerata di una quantità pari a:

$$a_l = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot d) \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot 427) \cdot 2 = 384{,}3 mm$$

  - condizione eccezionale (O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.2):

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}} \Rightarrow \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}}$$

da cui:

$$\frac{6'501}{2'500 \cdot 427} < \frac{6'616}{2'500 \cdot 427} + \frac{3{,}5}{430} \Rightarrow 0{,}0061 < 0{,}01$$

Almeno due barre di diametro non inferiore a 12mm devono essere presenti superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave; nel caso in esame abbiamo 18 Ø 18 + 17 Ø 12 superiormente e 26 Ø 18 inferiormente.

A ciascuna estremità collegata con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale (d = 427mm), la percentuale di ar-matura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione; nel caso in esame avevo già posto tale condizione nel progetto dell'armatura a flessione.

Almeno un quarto dell'armatura superiore (si può considerare in fondazione come quella compressa) necessaria alle estremità della trave deve essere mantenuta per tutto il bordo della trave; nel caso in esame viene mantenuta interamente.

SLU -

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 2'500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultanti delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -6'616 \cdot \frac{x - 73}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 6'501 \cdot 374 = 2'431'374N$$

Come già accennato nei precedenti capitoli, per piccoli valori la forza di com-pressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 74{,}842mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 74{,}842 = -2'317'416N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -6'616 \cdot \frac{74{,}842 - 73}{74{,}842} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$
$$= -113'958N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s2}) otten-go il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[-113'958 \cdot (427 - 73) - 2'317'416 \cdot \left(427 - \frac{99}{238} \cdot 74{,}842 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$
$$= -957{,}733kN \cdot m$$

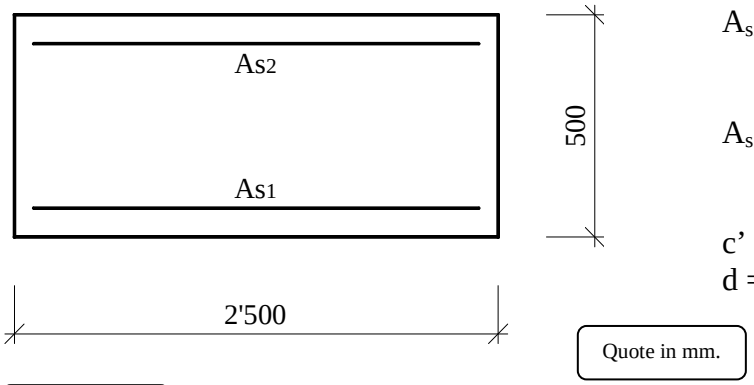
- Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{74{,}842}{427} = 0{,}18 < 0{,}45$$

Verifica dell'armatura longitudinale già effettuata nel caso di stato limite ultimo positivo.

SEZIONE 5

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 20 Ø 18 + 10 Ø 18 =
= 7'635 mm^2

A_{s1} = 9 Ø 18 + 10 Ø 18 +
7 Ø 18 = 6'616 mm^2

c' = 73 mm
d = 427 mm

SLU +

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 2'500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultanti delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -7'635 \cdot \frac{x - 73}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 6'616 \cdot 374 = 2'474'384 N$$

Come già accennato nei precedenti capitoli, per piccoli valori la forza di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 75{,}095 mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 75{,}095 = -2'325'269 N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -7'635 \cdot \frac{75{,}095 - 73}{75{,}095} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 =$$
$$= -149'115 N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s1}) ottengo il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = -\left[N_{s2} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)\right] =$$
$$= -\left[-149'115 \cdot (427 - 73) - 2'325'269 \cdot \left(427 - \frac{99}{238} \cdot 75{,}095\right)\right] \cdot 10^{-6} = \text{ii}$$
$$= 973{,}042 kN \cdot m$$

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{75{,}095}{427} = 0{,}18 < 0{,}45$$

- Verifica dell'armatura longitudinale massima:
  - condizione persistente/transitoria (EC2 § 5.4.2.1.1):

$$A_{s,tot} \le 0{,}03 \cdot A_c \le 0{,}03 \cdot (2'500 \cdot 500) \le 37'500 mm^2$$

da cui:

$$A_{s,tot} = 14'251 mm^2 < 37'500 mm^2$$

Secondo quanto affermato in EC2 § 4.3.2.4.4(5)(6), per tener conto della concomitante combinazione di momento flettente e taglio, secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio, assunto $\cot\theta = 2$, l'armatura longi-tudinale deve essere prolungata oltre la sezione considerata di una quantità pari a:

$$a_l = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot d) \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot 427) \cdot 2 = 384{,}3 mm$$

  - condizione eccezionale (O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.2):

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}} \Rightarrow \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}}$$

da cui:

$$\frac{6'616}{2'500 \cdot 427} < \frac{7'635}{2'500 \cdot 427} + \frac{3{,}5}{430} \Rightarrow 0{,}0062 < 0{,}015$$

Almeno due barre di diametro non inferiore a 12mm devono essere presenti superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave; nel caso in esame abbiamo 30 Ø 18 superiormente e 26 Ø 18 inferiormente.

A ciascuna estremità collegata con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale (d = 427mm), la percentuale di ar-matura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione; nel caso in esame avevo già posto tale condizione nel progetto dell'armatura a flessione.

Almeno un quarto dell'armatura superiore (si può considerare in fondazione come quella compressa) necessaria alle estremità della trave deve essere mantenuta per tutto il bordo della trave; nel caso in esame viene mantenuta interamente.

SLU -

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 2'500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultanti delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -6'616 \cdot \frac{x - 73}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 7'635 \cdot 374 = 2'855'490 N$$

Come già accennato nei precedenti capitoli, per piccoli valori la forza di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 79{,}68 mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 79{,}68 = -2'467'233 N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -6'616 \cdot \frac{79{,}68 - 73}{79{,}68} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$
$$= -388'257 N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s2}) otten-go il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[-388'257 \cdot (427 - 73) - 2'467'233 \cdot \left(427 - \frac{99}{238} \cdot 79{,}68 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$
$$= -1'109{,}177 kN \cdot m$$

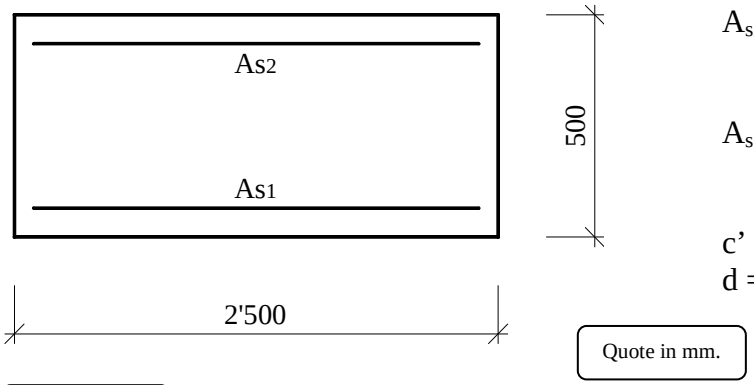
- Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \leq \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{79{,}68}{427} = 0{,}19 < 0{,}45$$

Verifica dell'armatura longitudinale già effettuata nel caso di stato limite ultimo positivo.

SEZIONE 6

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 20 Ø 18 + 10 Ø 18 =
= 7'635 mm^2

A_{s1} = 10 Ø 18 + 7 Ø 18 =
= 4'326 mm^2

c' = 73 mm
d = 427 mm

SLU +

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 2'500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultanti delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -7'635 \cdot \frac{x - 73}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 4'326 \cdot 374 = 1'617'924 N$$

Come già accennato nei precedenti capitoli, per piccoli valori la forza di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 67{,}186 mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 67{,}186 = -2'080'379 N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -7'635 \cdot \frac{67{,}186 - 73}{67{,}186} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 =$$
$$= 462'455 N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s1}) ottengo il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = -\left[N_{s2} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)\right] =$$
$$= -\left[462'455 \cdot (427 - 73) - 2'080'379 \cdot \left(427 - \frac{99}{238} \cdot 67{,}186\right)\right] \cdot 10^{-6} = \text{ii}$$
$$= 666{,}472 kN \cdot m$$

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{67{,}186}{427} = 0{,}16 < 0{,}45$$

- Verifica dell'armatura longitudinale massima:
  - condizione persistente/transitoria (EC2 § 5.4.2.1.1):

$$A_{s,tot} \le 0{,}03 \cdot A_c \le 0{,}03 \cdot (2'500 \cdot 500) \le 37'500 mm^2$$

da cui:

$$A_{s,tot} = 11'961 mm^2 < 37'500 mm^2$$

Secondo quanto affermato in EC2 § 4.3.2.4.4(5)(6), per tener conto della concomitante combinazione di momento flettente e taglio, secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio, assunto $\cot\theta = 2$, l'armatura longitudinale deve essere prolungata oltre la sezione considerata di una quantità pari a:

$$a_l = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot d) \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot 427) \cdot 2 = 384{,}3 mm$$

  - condizione eccezionale (O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.2):

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}} \Rightarrow \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}}$$

da cui:

$$\frac{4'326}{2'500 \cdot 427} < \frac{7'635}{2'500 \cdot 427} + \frac{3{,}5}{430} \Rightarrow 0{,}004 < 0{,}015$$

Almeno due barre di diametro non inferiore a 12mm devono essere presenti superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave; nel caso in esame abbiamo 30 Ø 18 superiormente e 17 Ø 18 inferiormente.

A ciascuna estremità collegata con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale (d = 427mm), la percentuale di armatura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione; nel caso in esame avevo già posto tale condizione nel progetto dell'armatura a flessione.

Almeno un quarto dell'armatura superiore (si può considerare in fondazione come quella compressa) necessaria alle estremità della trave deve essere mantenuta per tutto il bordo della trave; nel caso in esame viene mantenuta interamente.

SLU -

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 2'500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultanti delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -4'326 \cdot \frac{x - 73}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 7'635 \cdot 374 = 2'855'490 N$$

Come già accennato nei precedenti capitoli, per piccoli valori la forza di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 81{,}751 mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 81{,}751 = -2'531'350 N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -4'326 \cdot \frac{81{,}751 - 73}{81{,}751} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$
$$= -324'140 N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s2}) otten-go il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[-324'140 \cdot (427 - 73) - 2'531'350 \cdot \left(427 - \frac{99}{238} \cdot 81{,}751 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$
$$= -1'109{,}552 kN \cdot m$$

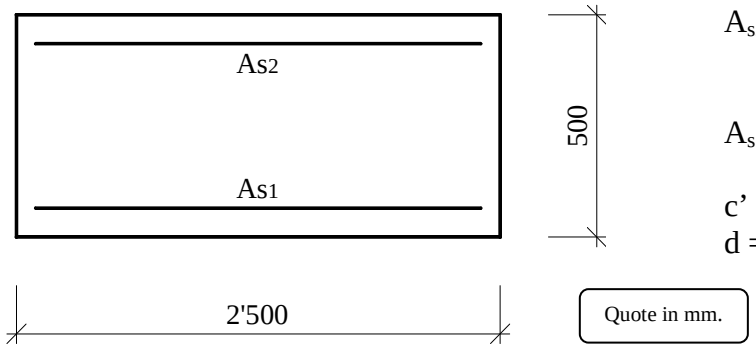
- Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{81{,}751}{427} = 0{,}19 < 0{,}45$$

Verifica dell'armatura longitudinale già effettuata nel caso di stato limite ultimo positivo.

SEZIONE 3

Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione sono le seguenti:



A_{s2} = 20 Ø 18 + 10 Ø 18 =
= 7'635 mm^2

A_{s1} = 10 Ø 18 = 2'545 mm^2

c' = 73 mm
d = 427 mm

Quote in mm.

SLU +

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 2'500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultanti delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -7'635 \cdot \frac{x - 73}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} = 2'545 \cdot 374 = 951'830 N$$

Come già accennato nei precedenti capitoli, per piccoli valori la forza di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 61{,}851 mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 61{,}851 = -1'915'180 N$$

$$N_{s2} = -A_{s2} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -7'635 \cdot \frac{61{,}851 - 73}{61{,}851} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374 =$$
$$= 963'350 N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s1}) ottengo il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = -\left[N_{s2} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)\right] =$$
$$= -\left[963'350 \cdot (427 - 73) - 1'915'180 \cdot \left(427 - \frac{99}{238} \cdot 61{,}851\right)\right] \cdot 10^{-6} = \text{ii}$$
$$= 427{,}482 kN \cdot m$$

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{61{,}851}{427} = 0{,}14 < 0{,}45$$

- Verifica dell'armatura longitudinale massima:
  - condizione persistente/transitoria (EC2 § 5.4.2.1.1):

$$A_{s,tot} \le 0{,}03 \cdot A_c \le 0{,}03 \cdot (2'500 \cdot 500) \le 37'500 mm^2$$

da cui:

$$A_{s,tot} = 10'180 mm^2 < 37'500 mm^2$$

Secondo quanto affermato in EC2 § 4.3.2.4.4(5)(6), per tener conto della concomitante combinazione di momento flettente e taglio, secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio, assunto $\cot\theta = 2$, l'armatura longitudinale deve essere prolungata oltre la sezione considerata di una quantità pari a:

$$a_l = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot d) \cdot \cot\theta = \frac{1}{2} \cdot (0{,}9 \cdot 427) \cdot 2 = 384{,}3 mm$$

  - condizione eccezionale (O.P.C.M. n° 3274 § 5.5.2.2):

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}} \Rightarrow \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}}$$

da cui:

$$\frac{7'635}{2'500 \cdot 427} < \frac{2'545}{2'500 \cdot 427} + \frac{3{,}5}{430} \Rightarrow 0{,}0024 < 0{,}015$$

Almeno due barre di diametro non inferiore a 12mm devono essere presenti superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave; nel caso in esame abbiamo 30 Ø 18 superiormente e 10 Ø 18 inferiormente.

A ciascuna estremità collegata con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale (d = 427mm), la percentuale di armatura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione; nel caso in esame avevo già posto tale condizione nel progetto dell'armatura a flessione.

Almeno un quarto dell'armatura superiore (si può considerare in fondazione come quella compressa) necessaria alle estremità della trave deve essere mantenuta per tutto il bordo della trave; nel caso in esame viene mantenuta interamente.

SLU -

- Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale ottengo la posizione dell'asse neutro:
  - risultante delle tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 2'500 \cdot \frac{17}{21} \cdot x$$

  - risultanti delle tensioni nelle armature (A_{s1} snervata):

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -2'545 \cdot \frac{x - 73}{x} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot f_{yd} = 7'635 \cdot 374 = 2'855'490 N$$

Come già accennato nei precedenti capitoli, per piccoli valori la forza di compressione N_{Sd} può essere trascurata (oltretutto si ottiene un M_{Rd} minore, quindi a favore di sicurezza), pertanto si avrà:

$$N_c + N_{s1} + N_{s2} = N_{Sd} \quad \rightarrow \quad N_c + N_{s1} + N_{s2} = 0$$

risolvendo si ottiene:

$$x = 84{,}43 mm$$

da cui:

$$N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 18 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 84{,}43 = -2'614'314 N$$

$$N_{s1} = -A_{s1} \cdot \frac{x - c'}{x} \cdot \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd}} \cdot f_{yd} = -2'545 \cdot \frac{84{,}43 - 73}{84{,}43} \cdot \frac{0{,}0035}{0{,}00187} \cdot 374$$
$$= -241'176 N$$

- Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura snervata (A_{s2}) ottengo il valore del momento resistente di calcolo della sezione:

$$M_{Rd} = [N_{s1} \cdot (d - c') + N_c \cdot (d - k \cdot x)] =$$
$$= \left[-241'176 \cdot (427 - 73) - 2'614'314 \cdot \left(427 - \frac{99}{238} \cdot 84{,}43 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$
$$= -1'109{,}874 kN \cdot m$$

- Verifica della condizione di duttilità:

$$\xi \le \xi_{\lim} = 0{,}45 \Rightarrow \xi = \frac{x}{d} = \frac{84{,}43}{427} = 0{,}2 < 0{,}45$$

Verifica dell'armatura longitudinale già effettuata nel caso di stato limite ultimo positivo.

7. VERIFICHE DELL'ALLEGATO 4 DELL'O.P.C.M. n° 3274[5]

In base a quanto indicato dall'Allegato 4 dell'O.P.C.M. n° 3274 al § 3.3.1, per fondazioni dirette (superficiali o interrate), in conformità con i criteri di progetto allo stato limite ultimo, la stabilità delle strutture di fondazione deve essere verificata ri-spetto al collasso per slittamento ed al collasso per rottura generale.

7.1. COLLASSO PER ROTTURA[6]

Per dimostrare che una fondazione è in grado di sostenere il carico di progetto con adeguata sicurezza nei confronti della rottura per carico limite, la seguente disuguaglianza deve essere soddisfatta per tutte le condizioni e per tutte le combinazioni di carico, relative allo stato limite ultimo:

$$V_d \leq R_d$$

dove:

V_d è il carico di progetto relativo allo stato limite ultimo, normale alla base della fondazione, comprendente il peso della fondazione. Essendo in condizioni drenate, visto l'elevato valore del coefficiente di permeabilità del terreno ($k > 10^{-6} \frac{m}{s}$), le pressioni dell'acqua possono essere trascurate.

R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti dei carichi normali, tenendo conto dell'effetto di carichi inclinati od eccentrici.[7]

Nella combinazione peggiore delle azioni allo stato limite ultimo si ottiene:

$$V_d = 0{,}4MPa < R_d = 0{,}41MPA$$

7.2. COLLASSO PER SLITTAMENTO[8]

Se il carico non è normale alla base della fondazione, questa deve essere verificata nei confronti di una rottura per scorrimento.
Nel caso di fondazioni la cui base giaccia al di sopra del livello di falda, come nel caso in esame, si deve contrastare questo tipo di collasso sfruttando sia la resistenza ad attrito sia, sotto condizioni specificate, la spinta laterale del terreno.
In assenza di studi specifici la resistenza per attrito di calcolo può essere valutata mediante l'espressione seguente:

$$F_{Rd} = N_{Sd} \cdot \tan \delta_d$$

dove:

N_{Sd} è il valore di calcolo della forza verticale;

δ_d è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza al taglio alla base della fondazione. Per fondazioni di calcestruzzo gettato in opera, l'angolo di attrito di

[5] Riprende i principi contenuti nella UNI ENV 1997-1 (Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica) al § 6.
[6] Definito anche rottura per carico limite secondo l'UNI ENV 1997-1 § 6.5.2.
[7] Calcolato secondo le impostazioni della UNI ENV 1997-1 Appendice B (esempio di calcolo analitico del carico limite).
[8] Definito anche rottura per scorrimento secondo l'UNI ENV 1997-1 § 6.5.3.

progetto δ_d si può ritenere uguale all'angolo di resistenza al taglio ϕ'_d, mentre per fondazioni prefabbricate di calcestruzzo lisce esso può essere posto uguale a $\frac{2}{3} \cdot \phi'_d$. A favore di sicurezza si considera comunque:

$$\delta_d = \frac{2}{3} \cdot \phi'_d = \frac{2}{3} \cdot 12° = 8°$$

Pertanto:

$$F_{Rd} = N_{Sd} \cdot \tan \delta_d = 3'913{,}8 \cdot \tan 8° = 550kN$$

La resistenza laterale di calcolo E_{pd}, derivante dalla spinta del terreno sulla faccia laterale della struttura di fondazione, viene trascurata a favore di sicurezza in quanto si tratta di terreno riportato in tempo successivo e quindi disturbato.
Per la verifica di sicurezza contro il collasso per slittamento su una base orizzontale, deve essere soddisfatta la disuguaglianza seguente:

$$V_{Sd} < F_{Rd} + E_{pd}$$

dove:

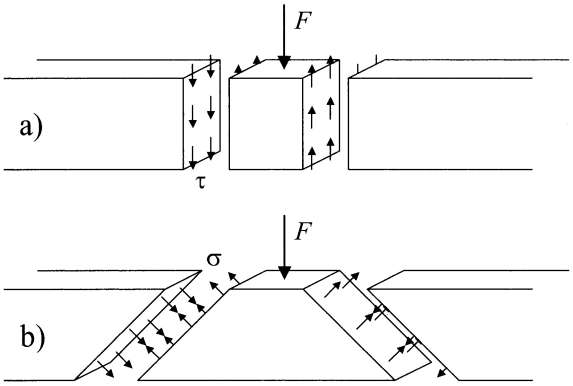
V_{Sd} è il valore di calcolo della forza orizzontale.

Nella condizione peggiore si verifica:

$$V_{Sd} = 171{,}47kN < 550kN = F_{Rd} + E_{pd}$$

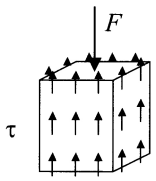
8. VERIFICA AL PUNZONAMENTO

Si parla di punzonamento quando una forza concentrata agisce su di un punto, o meglio su una superficie non troppo estesa, di un elemento bidimensionale (piastra). In effetti si tratta di un problema analogo a quello dell'effetto del taglio in prossimità dei pilastri (vedi quanto detto nella verifica a taglio per la trave del piano primo): forza applicata ad un elemento monodimensionale (trave). Sperimentalmente si è potuto constatare che localmente la forza si diffonde direttamente, con il cosiddetto "effetto arco"; superata una certa distanza dal punto di applicazione, il comportamento della sezione della trave a taglio in regime lineare è possibile valutarlo con la teoria di De Saint Venant (o di Jourawski), mentre modelli di traliccio (o di campi di tensione, secondo la scuola danese) possono essere impiegati per cogliere il comportamento del concio di trave allo stato limite ultimo.

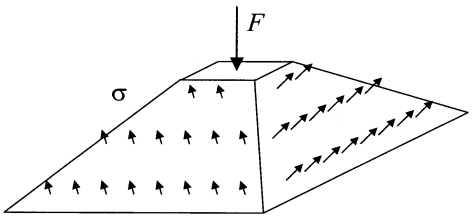


Forza concentrata sostenuta:
a) dalle τ;
b) da campi di tensione.

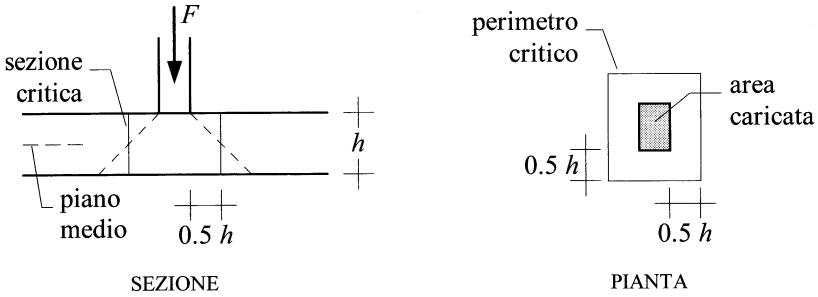
Si noti che allontanandosi dalla forza rimangono inalterati sia la caratteristica di sollecitazione da trasmettere che la sezione resistente, di conseguenza tutta la trave va verificata e, se necessario, armata a taglio.
Passando ad un elemento bidimensionale (piastra) i concetti non cambiano. Si può pensare che la forza sia sostenuta dalle tensioni tangenziali τ che agiscono sulle quattro facce laterali di un parallelepipedo



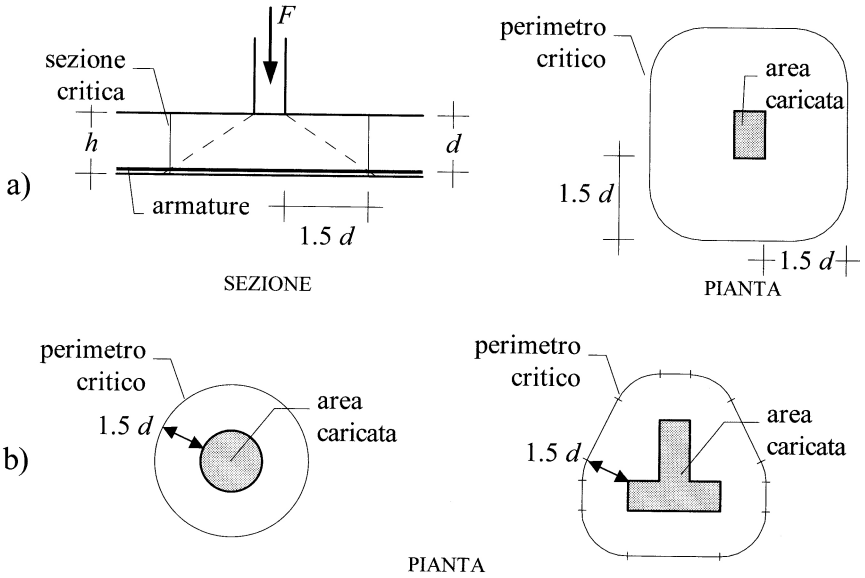
oppure da campi inclinati di tensione che agiscono sulle quattro facce di un tronco di piramide.



In questo caso, però, man mano che ci si allontana dalla forza la superficie laterale resistente aumenta e si riduce lo stato tensionale. A differenza del taglio visto nelle travi, quindi, il rischio di punzonamento è limitato alla zona critica immediatamente circostante la forza applicata.
Far riferimento ad una sezione a filo dell'area caricata, come si faceva col metodo alle tensioni ammissibili (detto anche metodo n), è in verità eccessivamente cautelativo. Parlando dell'effetto arco è possibile dire che un carico concentrato si diffonde con un angolo compreso tra i 30° ed i 45°, e solo all'esterno di tale zona ha senso preoccuparsi del taglio o del punzonamento. Ciò è riconosciuto, almeno in parte, dalla normativa italiana nel D.M. del 9 Gennaio 1996, il quale definisce come perimetro critico u di riferimento per il punzonamento quello ottenuto diffondendo l'area caricata a 45° fino la piano medio della sezione (vedi trattazione sul solaio e sulla soletta di completamento).



L'EC2 compie un ulteriore passo avanti, perché considera una diffusione del carico con un rapporto larghezza/altezza pari a 1,5 ($\beta \approx 33°$); inoltre la diffusione è estesa fino alle armature inferiori. Il perimetro critico u è quindi ottenuto traslando le linee di contorno dell'area caricata (o di una figura convessa che la racchiude) di una quantità pari a $1{,}5 \cdot d$ e raccordandole con archi di circonferenza.



Una volta individuato il perimetro critico u, la resistenza a punzonamento è sostanzialmente riconducibile alle formule utilizzate per il taglio. L'EC2 preferisce fare riferimento alle forze sollecitanti e resistenti valutate per unità di lunghezza del perimetro critico u. L'azione sollecitante a punzonamento è quindi:

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u}$$

dove:

V_{Sd} è l'azione da trasmettere attraverso il perimetro critico u (pari, nelle fondazioni, alla forza concentrata diminuita della reazione del terreno valutata per tutta l'area racchiusa dal perimetro critico u).

Se il carico concentrato può presentare un'eccentricità se ne deve tener conto incrementando v_{Sd} mediante un coefficiente β.

Per quanto riguarda la resistenza a punzonamento, si possono valutare, come per il taglio, le tre quantità:

- resistenza di calcolo della sezione, per unità di lunghezza di perimetro critico u, in assenza di specifica armatura a punzonamento:

$$v_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d$$ [9]

dove:

$k = 1{,}6 - d \geq 1$ è il coefficiente dovuto all'effetto di ingranamento degli inerti;

$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0{,}015$ [10] è la percentuale geometrica di armatura che rientra nel termine tra parentesi il quale definisce l'effetto spinotto o effetto bietta.

[9] Si noti che è la stessa espressione ottenuta, nel caso del taglio, col modello a pettine.
[10] Si noti che nel taglio la percentuale geometrica di armatura considerabile è al massimo lo 0,02.

- resistenza di calcolo della sezione, per unità di lunghezza di perimetro critico u, in presenza di specifica armatura a punzonamento:

$$v_{Rd2} = 1{,}6 \cdot v_{Rd1}$$

- resistenza di calcolo, per unità di lunghezza di perimetro critico u, dell'armatura a punzonamento:

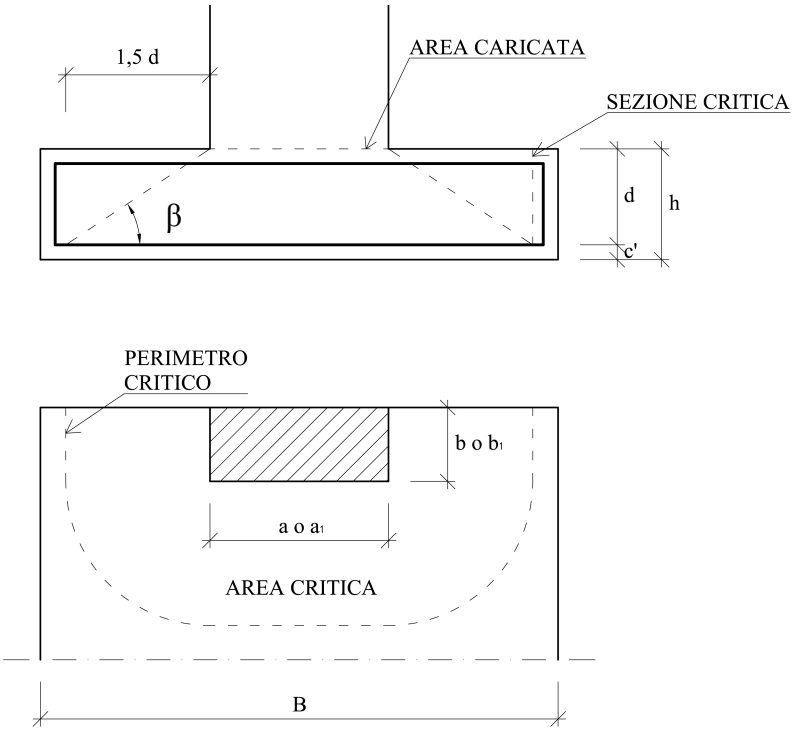
$$v_{Rd3} = v_{Rd1} + \frac{\sum A_{sw} \cdot f_{ywd}}{u}$$ [11]

Come per il taglio, se $v_{Sd} \leq v_{Rd1}$ non è necessario disporre armatura per il punzonamento; se $v_{Rd1} < v_{Sd} \leq v_{Rd2}$ occorre disporre un'armatura; infine se $v_{Sd} > v_{Rd2}$ la sezione non è accettabile.
L'armatura deve essere disposta all'interno dell'area critica; se necessario si effettuerà il controllo a punzonamento anche considerando ulteriori perimetri critici.

PILASTRO 24
Allo stato limite ultimo, nella combinazione più gravosa dei carichi, il pilastro 24 trasmette alla fondazione uno sforzo normale pari a:

$$N_{Sd} = 1'153{,}12 kN$$

Planimetricamente:



[11] Si noti che la resistenza legata alle armature è valutata col metodo normale, sommando la resistenza del dente del pettine a quella delle armature.

- Resistenza di calcolo della sezione, per unità di lunghezza di perimetro critico u, in assenza di specifica armatura a punzonamento:

$$k = 1{,}6 - d \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}427 = 1{,}173 > 1$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = \frac{6'501}{2'500 \cdot 427} = 0{,}0061 \qquad \rho_{ly} = \frac{A_{sy}}{b \cdot d} = \frac{462}{2'500 \cdot 427} = 0{,}000433$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0{,}015 \Rightarrow \rho_l = \sqrt{0{,}0061 \cdot 0{,}000433} = 0{,}00163 < 0{,}015$$

quindi:

$$\begin{aligned} v_{Rd1} &= \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d = \\ &= \left(\frac{0{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}27}{1{,}6} \cdot \sqrt[3]{35^2} \right) \cdot 1{,}173 \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0{,}00163) \cdot 427 \cdot 10^{-3} = \\ &= 0{,}2 \frac{kN}{mm} \end{aligned}$$

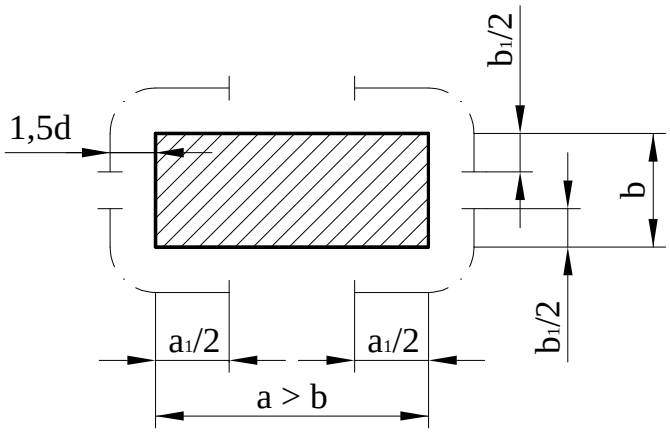
- Area caricata.
  Siccome l'area caricata non rispetta tutte le condizioni dettate in EC2 § 4.3.4.2.1, ossia:
  - rapporto lunghezza/larghezza non maggiore di 2:

$$\frac{a}{b} = \frac{900}{300} = 3 > 2$$

  - rettangolo con perimetro non maggiore di $10 \cdot d = 10 \cdot 427 = 4'270mm$:

$$P = 2 \cdot a + 2 \cdot b = 2 \cdot 900 + 2 \cdot 300 = 2'400mm < 4'270mm$$

la forza di taglio per appoggi di forma allungata, come nel presente caso, è concentrata negli angoli. Il perimetro critico viene in tal caso individuato con riferimento a lunghezze ridotte a_1 e b_1, come da figura sottostante.



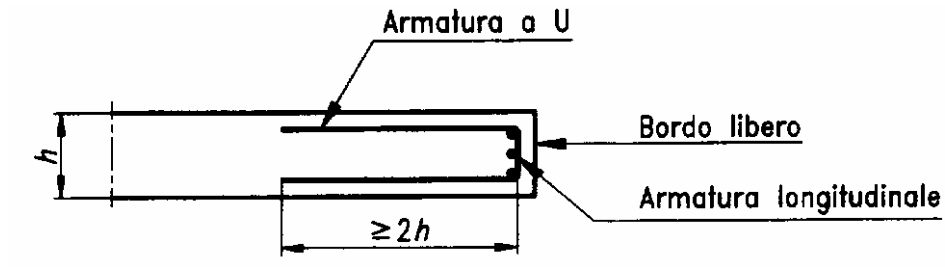
$$b_1 = \min \begin{Bmatrix} b = 300mm \\ 2{,}8 \cdot d = 2{,}8 \cdot 427 = 1'195{,}6mm \end{Bmatrix} = 300mm$$

$$a_1 = \min\begin{Bmatrix} a = 900mm \\ 2 \cdot b = 2 \cdot 300 = 600mm \\ 5{,}6 \cdot d - b_1 = 5{,}6 \cdot 427 - 300 = 2'091{,}2mm \end{Bmatrix} = 600mm$$

- Perimetro critico u:

$$u = (a_1 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot d) + 2 \cdot b_1 + a_1 + \frac{3}{2} \cdot \pi \cdot d =$$
$$= (600 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 427) + 2 \cdot 300 + 600 + \frac{3}{2} \cdot \pi \cdot 427 = 5'093{,}19mm$$

In base alle disposizioni contenute in EC2 § 4.3.4.2.2, per aree caricate situare vicino o su un bordo libero, cioè ad una distanza minore di $d = 427mm$, è sempre richiesta un'armatura speciale di bordo lungo il bordo stesso. In base a quanto appena detto, secondo il § 5.4.3.2.4 dell'EC2, lungo i bordi liberi le armature longitudinali e trasversali sono poste in opera come in figura sottostante.



- Azione sollecitante a punzonamento.
  Area racchiusa dal perimetro critico:

$$A = 1'881 \cdot 300 + 600 \cdot 1{,}5 \cdot 427 + \frac{\pi \cdot 427^2}{2} = 1'235'001{,}723mm^2$$

Poiché, nella profondità lungo X di $300 + 1{,}5 \cdot 427 = 940{,}5mm$, la tensione media agente sul terreno vale:

$$\sigma_{t,ave} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{0{,}4 + 0{,}276}{2} = 0{,}338MPa$$

La forza che si trasmette attraverso la superficie laterale vale:

$$F_{Sd} = N_{Sd} - A \cdot \sigma_{t,ave} = 1'153{,}12 - 1'235'001{,}723 \cdot 0{,}338 \cdot 10^{-3} = 736kN$$

Infine, l'azione sollecitante a punzonamento varrà:

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u} = \frac{F_{Sd}}{u} = \frac{736}{5'093{,}19} = 0{,}145\frac{kN}{mm}$$

Se il carico concentrato presenta una eccentricità se ne deve tener conto incrementando v_{Sd} mediante un coefficiente β; nel caso in esame non vi è eccentricità e pertanto β = 1.

- Verifica al punzonamento.
  Siccome risulta:

$$v_{Sd} = 0{,}145\frac{kN}{mm} < 0{,}2\frac{kN}{mm} = v_{Rd1}$$

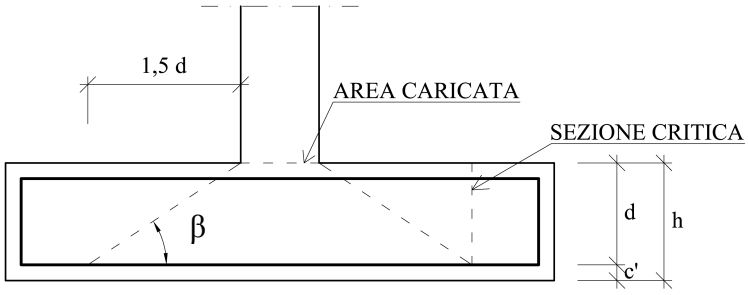
non occorre armare a punzonamento.

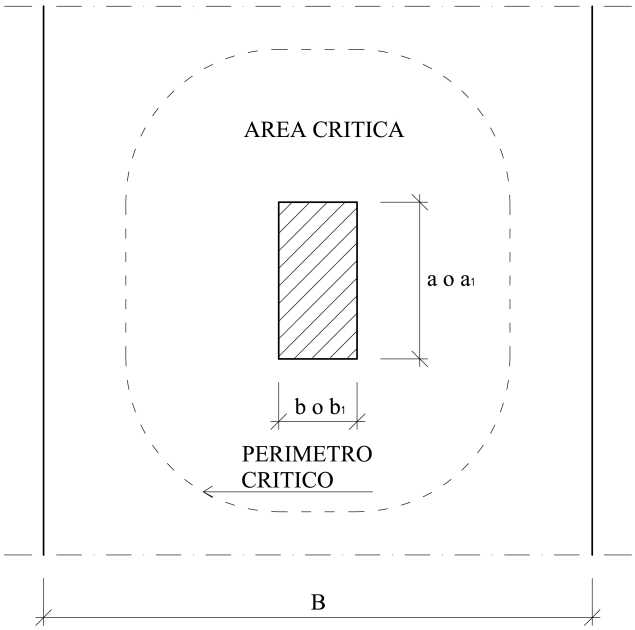
PILASTRO 25

Allo stato limite ultimo, nella combinazione più gravosa dei carichi, il pilastro 25 trasmette alla fondazione uno sforzo normale pari a:

$$N_{Sd} = 1'174kN$$

Planimetricamente:





- Resistenza di calcolo della sezione, per unità di lunghezza di perimetro critico u, in assenza di specifica armatura a punzonamento:

$$k = 1{,}6 - d \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}427 = 1{,}173 > 1$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = \frac{6'501}{2'500 \cdot 427} = 0{,}0061 \qquad \rho_{ly} = \frac{A_{sy}}{b \cdot d} = \frac{616}{2'500 \cdot 427} = 0{,}0006$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0{,}015 \Rightarrow \rho_l = \sqrt{0{,}0061 \cdot 0{,}0006} = 0{,}0019 < 0{,}015$$

quindi:

$$\begin{aligned} v_{Rd1} &= \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d = \\ &= \left(\frac{0{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}27}{1{,}6} \cdot \sqrt[3]{35^2} \right) \cdot 1{,}173 \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0{,}0019) \cdot 427 \cdot 10^{-3} = \\ &= 0{,}2 \frac{kN}{mm} \end{aligned}$$

- Area caricata.
  Siccome l'area caricata rispetta tutte le condizioni dettate in EC2 § 4.3.4.2.1, ossia:
  - rapporto lunghezza/larghezza non maggiore di 2:

$$\frac{a}{b} = \frac{500}{300} = 1{,}7 < 2$$

  - rettangolo con perimetro non maggiore di $10 \cdot d = 10 \cdot 427 = 4'270mm$:

$$P = 2 \cdot a + 2 \cdot b = 2 \cdot 500 + 2 \cdot 300 = 1'600mm < 4'270mm$$

  il perimetro critico viene individuato con riferimento alle lunghezze $a = 500mm$ e $b = 300mm$.

- Perimetro critico u:

$$u = 2 \cdot a + 2 \cdot b + 3 \cdot \pi \cdot d = 2 \cdot 500 + 2 \cdot 300 + 3 \cdot \pi \cdot 427 = 5'624{,}38mm$$

- Azione sollecitante a punzonamento.
  Area racchiusa dal perimetro critico:

$$A = 2 \cdot (500 \cdot 1{,}5 \cdot 427) + 2 \cdot (300 \cdot 1{,}5 \cdot 427) + \frac{\pi \cdot (1{,}5 \cdot 427)^2}{2} = 2'313'607{,}756mm^2$$

  Poiché, nella profondità lungo X di $500 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 427 = 1'781mm$, la tensione media agente sul terreno vale:

$$\sigma_{t,ave} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{0{,}153 + 0{,}139}{2} = 0{,}146MPa$$

  La forza che si trasmette attraverso la superficie laterale vale:

$$F_{Sd} = N_{Sd} - A \cdot \sigma_{t,ave} = 1'174 - 2'313'607{,}756 \cdot 0{,}146 \cdot 10^{-3} = 836{,}213kN$$

Infine, l'azione sollecitante a punzonamento varrà:

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u} = \frac{F_{Sd}}{u} = \frac{836,213}{5'624,38} = 0,15\frac{kN}{mm}$$

Se il carico concentrato presenta una eccentricità se ne deve tener conto incrementando v_{Sd} mediante un coefficiente β; nel caso in esame non vi è eccentricità e pertanto β = 1.

- Verifica al punzonamento.
  Siccome risulta:

$$v_{Sd} = 0,15\frac{kN}{mm} < 0,2\frac{kN}{mm} = v_{Rd1}$$

non occorre armare a punzonamento.

PARETE 26

Allo stato limite ultimo, nella combinazione più gravosa dei carichi,la parete 26 trasmette alla fondazione uno sforzo normale pari a:

$$N_{Sd} = 1'563,15kN$$

Planimetricamente è la stessa figura riportata per il pilastro 25.

- Resistenza di calcolo della sezione, per unità di lunghezza di perimetro critico u, in assenza di specifica armatura a punzonamento:

$$k = 1,6 - d \geq 1 \Rightarrow k = 1,6 - 0,427 = 1,173 > 1$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = \frac{4'326}{2'500 \cdot 427} = 0,0041 \qquad \rho_{ly} = \frac{A_{sy}}{b \cdot d} = \frac{1'847}{2'500 \cdot 427} = 0,0017$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,015 \Rightarrow \rho_l = \sqrt{0,0041 \cdot 0,0017} = 0,00264 < 0,015$$

quindi:

$$\begin{aligned} v_{Rd1} &= \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d = \\ &= \left(\frac{0,25 \cdot 0,7 \cdot 0,27}{1,6} \cdot \sqrt[3]{35^2} \right) \cdot 1,173 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00264) \cdot 427 \cdot 10^{-3} = \\ &= 0,21\frac{kN}{mm} \end{aligned}$$

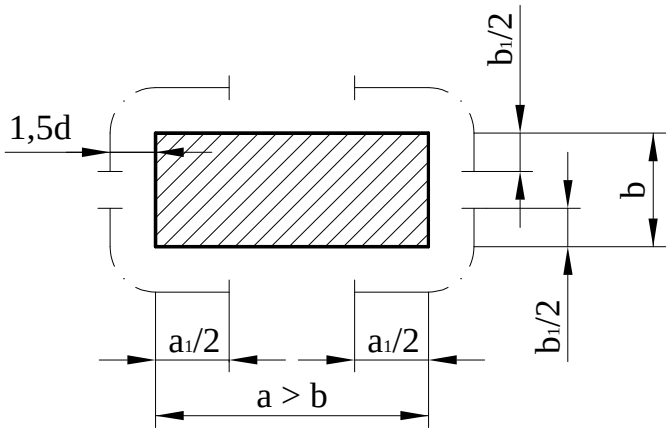
- Area caricata.
  Siccome l'area caricata non rispetta tutte le condizioni dettate in EC2 § 4.3.4.2.1, ossia:
  - rapporto lunghezza/larghezza non maggiore di 2:

$$\frac{a}{b} = \frac{2'000}{300} = 6{,}7 > 2$$

  - rettangolo con perimetro non maggiore di $10 \cdot d = 10 \cdot 427 = 4'270mm$:

$$P = 2 \cdot a + 2 \cdot b = 2 \cdot 2'000 + 2 \cdot 300 = 4'600mm > 4'270mm$$

  la forza di taglio per appoggi di forma allungata, come nel presente caso, è concentrata negli angoli. Il perimetro critico viene in tal caso individuato con riferimento a lunghezze ridotte a_1 e b_1, come da figura sottostante.



$$b_1 = \min\begin{Bmatrix} b = 300mm \\ 2{,}8 \cdot d = 2{,}8 \cdot 427 = 1'195{,}6mm \end{Bmatrix} = 300mm$$

$$a_1 = \min\begin{Bmatrix} a = 2'000mm \\ 2 \cdot b = 2 \cdot 300 = 600mm \\ 5{,}6 \cdot d - b_1 = 5{,}6 \cdot 427 - 300 = 2'091{,}2mm \end{Bmatrix} = 600mm$$

- Perimetro critico u:

$$u = 2 \cdot a_1 + 2 \cdot b_1 + 3 \cdot \pi \cdot d = 2 \cdot 600 + 2 \cdot 300 + 3 \cdot \pi \cdot 427 = 5'824{,}38mm$$

- Azione sollecitante a punzonamento.
  Area racchiusa dal perimetro critico:

$$A = 2 \cdot (600 \cdot 1{,}5 \cdot 427) + 2 \cdot (300 \cdot 1{,}5 \cdot 427) + \pi \cdot (1{,}5 \cdot 427)^2 = 2'441'707{,}756mm^2$$

  Poiché, nella profondità lungo X di $2'000 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 427 = 3'281mm$, la tensione media agente sul terreno vale:

$$\sigma_{t,ave} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{0{,}133 + 0{,}206}{2} = 0{,}1695MPa$$

La forza che si trasmette attraverso la superficie laterale vale:

$$F_{Sd} = N_{Sd} - A \cdot \sigma_{t,ave} = 1'563{,}15 - 2'441'707{,}756 \cdot 0{,}1695 \cdot 10^{-3} = 1'149{,}3kN$$

Infine, l'azione sollecitante a punzonamento varrà:

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u} = \frac{F_{Sd}}{u} = \frac{1'149{,}3}{5'824{,}38} = 0{,}2\frac{kN}{mm}$$

Se il carico concentrato presenta una eccentricità se ne deve tener conto incrementando v_{Sd} mediante un coefficiente β; nel caso in esame non vi è eccentricità e pertanto β = 1.

- Verifica al punzonamento.
  Siccome risulta:

$$v_{Sd} = 0{,}2\frac{kN}{mm} < 0{,}21\frac{kN}{mm} = v_{Rd1}$$

non occorre armare a punzonamento.

PILASTRO 27

Allo stato limite ultimo, nella combinazione più gravosa dei carichi, il pilastro 27 trasmette alla fondazione uno sforzo normale pari a:

$$N_{Sd} = 1'174kN$$

Planimetricamente è la stessa figura riportata per il pilastro 25.

- Resistenza di calcolo della sezione, per unità di lunghezza di perimetro critico u, in assenza di specifica armatura a punzonamento:

$$k = 1{,}6 - d \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}427 = 1{,}173 > 1$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = \frac{4'326}{2'500 \cdot 427} = 0{,}0041 \qquad \rho_{ly} = \frac{A_{sy}}{b \cdot d} = \frac{616}{2'500 \cdot 427} = 0{,}0006$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0{,}015 \Rightarrow \rho_l = \sqrt{0{,}0041 \cdot 0{,}0006} = 0{,}0016 < 0{,}015$$

quindi:

$$\begin{aligned} v_{Rd1} &= \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d = \\ &= \left(\frac{0{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}27}{1{,}6} \cdot \sqrt[3]{35^2} \right) \cdot 1{,}173 \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0{,}0016) \cdot 427 \cdot 10^{-3} = \\ &= 0{,}2\frac{kN}{mm} \end{aligned}$$

- Area caricata.
  Siccome l'area caricata rispetta tutte le condizioni dettate in EC2 § 4.3.4.2.1, ossia:
  - rapporto lunghezza/larghezza non maggiore di 2:

$$\frac{a}{b} = \frac{500}{300} = 1{,}7 < 2$$

  - rettangolo con perimetro non maggiore di $10 \cdot d = 10 \cdot 427 = 4'270mm$:

$$P = 2 \cdot a + 2 \cdot b = 2 \cdot 500 + 2 \cdot 300 = 1'600mm < 4'270mm$$

  il perimetro critico viene individuato con riferimento alle lunghezze $a = 500mm$ e $b = 300mm$.

- Perimetro critico u:

$$u = 2 \cdot a + 2 \cdot b + 3 \cdot \pi \cdot d = 2 \cdot 500 + 2 \cdot 300 + 3 \cdot \pi \cdot 427 = 5'624{,}38mm$$

- Azione sollecitante a punzonamento.
  Area racchiusa dal perimetro critico:

$$A = 2 \cdot (500 \cdot 1{,}5 \cdot 427) + 2 \cdot (300 \cdot 1{,}5 \cdot 427) + \frac{\pi \cdot (1{,}5 \cdot 427)^2}{2} = 2'313'607{,}756mm^2$$

  Poiché, nella profondità lungo X di $500 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 427 = 1'781mm$, la tensione media agente sul terreno vale:

$$\sigma_{t,ave} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{0{,}189 + 0{,}177}{2} = 0{,}183MPa$$

  La forza che si trasmette attraverso la superficie laterale vale:

$$F_{Sd} = N_{Sd} - A \cdot \sigma_{t,ave} = 1'174 - 2'313'607{,}756 \cdot 0{,}183 \cdot 10^{-3} = 751kN$$

  Infine, l'azione sollecitante a punzonamento varrà:

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u} = \frac{F_{Sd}}{u} = \frac{751}{5'624{,}38} = 0{,}134\frac{kN}{mm}$$

  Se il carico concentrato presenta una eccentricità se ne deve tener conto incre-mentando v_{Sd} mediante un coefficiente β; nel caso in esame non vi è eccentricità e pertanto β = 1.

- Verifica al punzonamento.
  Siccome risulta:

$$v_{Sd} = 0{,}134\frac{kN}{mm} < 0{,}2\frac{kN}{mm} = v_{Rd1}$$

  non occorre armare a punzonamento.

PILASTRO 28

Allo stato limite ultimo, nella combinazione più gravosa dei carichi, il pilastro 28 trasmette alla fondazione uno sforzo normale pari a:

$$N_{Sd} = 1'153{,}12 kN$$

Planimetricamente è la stessa figura riportata per il pilastro 24.

- Resistenza di calcolo della sezione, per unità di lunghezza di perimetro critico u, in assenza di specifica armatura a punzonamento:

$$k = 1{,}6 - d \geq 1 \Rightarrow k = 1{,}6 - 0{,}427 = 1{,}173 > 1$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = \frac{7'635}{2'500 \cdot 427} = 0{,}0072 \qquad \rho_{ly} = \frac{A_{sy}}{b \cdot d} = \frac{462}{2'500 \cdot 427} = 0{,}000433$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0{,}015 \Rightarrow \rho_l = \sqrt{0{,}0072 \cdot 0{,}000433} = 0{,}0018 < 0{,}015$$

quindi:

$$\begin{aligned} v_{Rd1} &= \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d = \\ &= \left(\frac{0{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}27}{1{,}6} \cdot \sqrt[3]{35^2} \right) \cdot 1{,}173 \cdot (1{,}2 + 40 \cdot 0{,}0018) \cdot 427 \cdot 10^{-3} = \\ &= 0{,}2 \frac{kN}{mm} \end{aligned}$$

- Area caricata.

  Siccome l'area caricata non rispetta tutte le condizioni dettate in EC2 § 4.3.4.2.1, ossia:

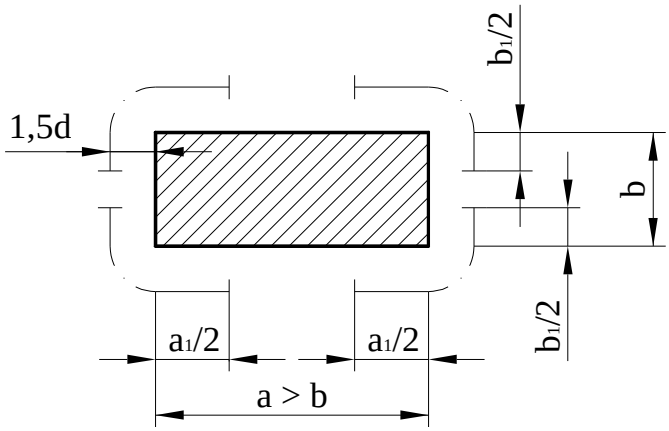
  - rapporto lunghezza/larghezza non maggiore di 2:

$$\frac{a}{b} = \frac{900}{300} = 3 > 2$$

  - rettangolo con perimetro non maggiore di $10 \cdot d = 10 \cdot 427 = 4'270 mm$:

$$P = 2 \cdot a + 2 \cdot b = 2 \cdot 900 + 2 \cdot 300 = 2'400 mm < 4'270 mm$$

  la forza di taglio per appoggi di forma allungata, come nel presente caso, è concentrata negli angoli. Il perimetro critico viene in tal caso individuato con riferimento a lunghezze ridotte a_1 e b_1, come da figura a pagina seguente.



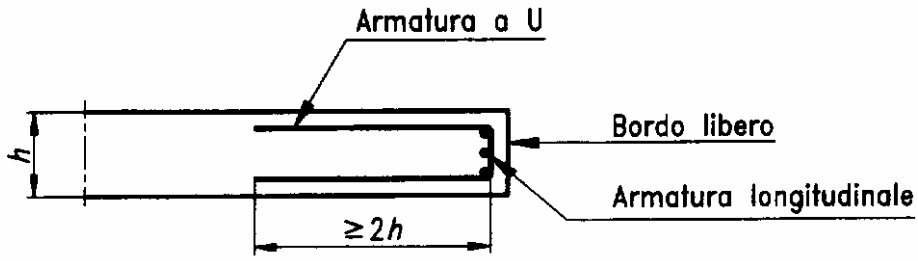
$$b_1 = \min\begin{Bmatrix} b = 300mm \\ 2{,}8 \cdot d = 2{,}8 \cdot 427 = 1'195{,}6mm \end{Bmatrix} = 300mm$$

$$a_1 = \min\begin{Bmatrix} a = 900mm \\ 2 \cdot b = 2 \cdot 300 = 600mm \\ 5{,}6 \cdot d - b_1 = 5{,}6 \cdot 427 - 300 = 2'091{,}2mm \end{Bmatrix} = 600mm$$

- Perimetro critico u:

$$u = (a_1 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot d) + 2 \cdot b_1 + a_1 + \frac{3}{2} \cdot \pi \cdot d =$$
$$= (600 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 427) + 2 \cdot 300 + 600 + \frac{3}{2} \cdot \pi \cdot 427 = 5'093{,}19mm$$

In base alle disposizioni contenute in EC2 § 4.3.4.2.2, per aree caricate situare vicino o su un bordo libero, cioè ad una distanza minore di $d = 427mm$, è sempre richiesta un'armatura speciale di bordo lungo il bordo stesso. In base a quanto appena detto, secondo il § 5.4.3.2.4 dell'EC2, lungo i bordi liberi le armature longitudinali e trasversali sono poste in opera come in figura sottostante.



- Azione sollecitante a punzonamento.
  Area racchiusa dal perimetro critico:

$$A = 1'881 \cdot 300 + 600 \cdot 1{,}5 \cdot 427 + \frac{\pi \cdot 427^2}{2} = 1'235'001{,}723mm^2$$

Poiché, nella profondità lungo X di $300 + 1{,}5 \cdot 427 = 940{,}5mm$, la tensione media agente sul terreno vale:

$$\sigma_{t,ave} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{0{,}31 + 0{,}343}{2} = 0{,}3265MPa$$

La forza che si trasmette attraverso la superficie laterale vale:

$$F_{Sd} = N_{Sd} - A \cdot \sigma_{t,ave} = 1'153{,}12 - 1'235'001{,}723 \cdot 0{,}3265 \cdot 10^{-3} = 750kN$$

Infine, l'azione sollecitante a punzonamento varrà:

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u} = \frac{F_{Sd}}{u} = \frac{750}{5'093{,}19} = 0{,}147\frac{kN}{mm}$$

Se il carico concentrato presenta una eccentricità se ne deve tener conto incre-mentando v_{Sd} mediante un coefficiente β; nel caso in esame non vi è eccentricità e pertanto β = 1.

- Verifica al punzonamento.
  Siccome risulta:

$$v_{Sd} = 0{,}147\frac{kN}{mm} < 0{,}2\frac{kN}{mm} = v_{Rd1}$$

non occorre armare a punzonamento.

9. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

In base a quanto affermato nella UNI ENV 1997-1 (Eurocodice 7 – Parte 1) al § 6.6, nel progetto/verifica allo stato limite di servizio[12] occorre fare riferimento agli spostamenti della struttura di fondazione.
Gli spostamenti della fondazione provocati dalla sovrastruttura devono essere considerati in termini sia di spostamento dell'intera fondazione sia di spostamenti differenziati delle diverse parti della fondazione stessa.
L'intervallo dei possibili valori degli spostamenti verticali ed, eventualmente, orizzontali della struttura di fondazione deve essere valutato e confrontato con i valori limite riportati nel § 2.4.6 della UNI ENV 1997-1.
Secondo le correlazioni empiriche proposte da Grant, ottenute dall'analisi di strutture in vera grandezza, il cedimento massimo ammissibile, in mm, nel caso di fondazioni su terreni sabbiosi non coesivi risulta:

$$S_{\max} = 15'000 \cdot \beta_{\max}$$

dove:

$\beta_{\max}$ è la distorsione angolare massima delle strutture orizzontali oltre la quale insorgono danni nella sovrastruttura.

[12] Stato limite di servizio coincide con lo stato limite di esercizio.

Per strutture intelaiate in cemento armato si può assumere:

$$\beta_{\max} = \frac{1}{500}$$

Quindi:

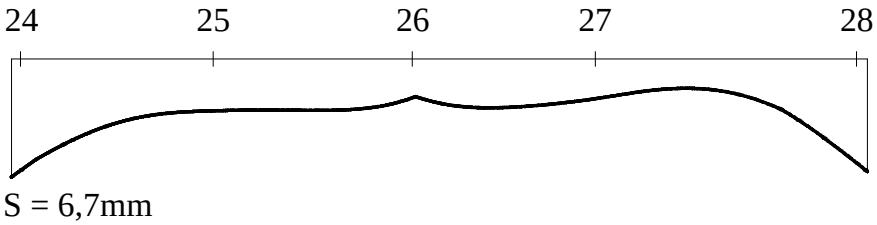
$$S_{\max} = 15'000 \cdot \beta_{\max} = 15'000 \cdot \frac{1}{500} = 30mm$$

9.1. CEDIMENTI DELLA STRUTTURA DI FONDAZIONE

In base a quanto disposto dalla UNI ENV 1997-1 al § 6.6.1, il calcolo dei cedimenti deve riguardare sia il cedimento immediato sia quello differito. Si deve, inoltre, considerare ogni ulteriore cedimento dovuto ad auto – compattazione del terreno.
Nel calcolo dei cedimenti è opportuno tenere conto dei seguenti aspetti:

- possibili effetti derivanti dal peso proprio, da inondazioni e da vibrazioni ,nei rinterri e nei terreni che possono collassate;
- effetti di variazioni dello stato tensionale;
- si deve tener conto sia della distribuzione dei carichi;
- i cedimenti differenziati calcolati senza tener conto della rigidezza della sovrastruttura tendono ad essere sovrastimati (valori ridotti possono essere giustificati utilizzando un'analisi dell'interazione terreno – struttura);
- è opportuno tenere conto del cedimento differenziale determinato dalla variabilità del terreno (a meno che non sia impedito dalla rigidezza della struttura).

Alla luce di quanto appena scritto, seguendo le impostazioni dell'appendice D della UNI ENV 1997-1, usando il metodo tensioni – deformazioni, l'inviluppo delle deformazioni del terreno al di sotto della fondazione risulta essere come in figura sottostante.



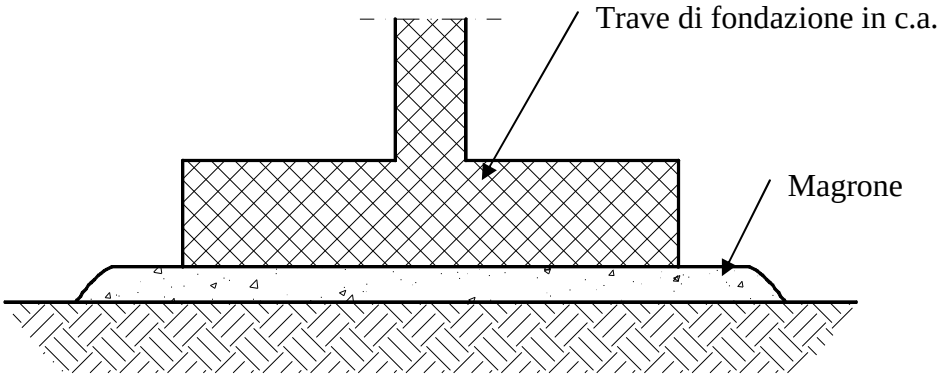
Il massimo valore si ha al di sotto della pilastrata 24; la condizione di accettabilità risulta soddisfatta in quanto:

$$S = 6{,}7mm < 30mm = S_{\max}$$

10. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

Si rimanda a quanto già scritto in precedenza per gli altri elementi strutturali.

Per un ottimale funzionamento della struttura di fondazione e per facilitare le operazioni di realizzazione della trave occorre realizzare uno strato di magrone[13] dello spessore di 10cm, come in figura sottostante.



Sezione trasversale della struttura di fondazione.

Tale strato di magrone non sarà però considerato nelle procedure di progetto/verifica della struttura di fondazione.

10.1. DISTANZA TRA LE BARRE DI ARMATURA

In base a quanto affermato in EC2 § 5.2.1.1, la distanza libera (orizzontale e verticale) tra singole barre parallele o strati orizzontali di barre parallele deve soddisfare la seguente dicitura:

$$d_b \geq \max\begin{Bmatrix} d_g \\ 20mm \end{Bmatrix}$$

dove:

d_g è la massima dimensione nominale dell'aggregato più grande, pari a 20mm.

Quindi:

$$d_b \geq \max\begin{Bmatrix} d_g = 20mm \\ 20mm \end{Bmatrix} \Rightarrow d_b \geq 20mm$$

Per la situazione più sfavore abbiamo:

$$d_{\min} \approx 100mm > 20mm = d_b$$

10.2. CURVATURE AMMISSIBILI DELLE BARRE DI ARMATURA

In base a EC2 § 5.2.1.2, per evitare che nel calcestruzzo a contato con la zona di piegatura della barra insorgano elevate tensioni di compressione, il diametro minimo del man-

[13] Il magrone sarà realizzato impiegando un calcestruzzo di classe Rck = 15 MPa (C12/15).

drino di piegatura, per barre ad aderenza migliorata di diametro inferiore a 20mm, deve essere:

$$\phi \geq 4 \cdot \phi$$

Ossia in base al diametro della barra:

- barre Ø 12mm:

$$\phi_{\min,\phi 12} = 4 \cdot \phi = 4 \cdot 12 = 48mm \Rightarrow \phi_{\phi 12} = 50mm$$

- barre Ø 14mm:

$$\phi_{\min,\phi 14} = 4 \cdot \phi = 4 \cdot 14 = 56mm \Rightarrow \phi_{\phi 14} = 58mm$$

- barre Ø 18mm:

$$\phi_{\min,\phi 18} = 4 \cdot \phi = 4 \cdot 18 = 72mm \Rightarrow \phi_{\phi 18} = 74mm$$

10.3. ADERENZA

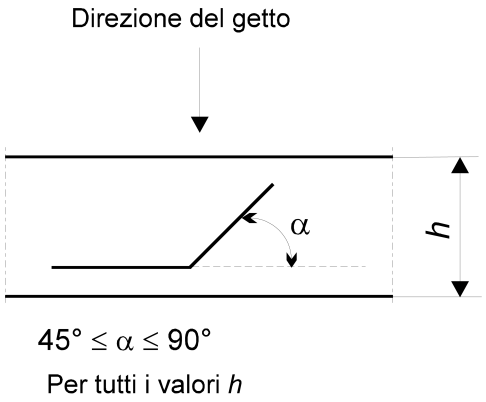
In base a EC2 § 5.2.2, l'aderenza tra le barre di armatura ed il calcestruzzo che le avvolge dipende:

- dal profilo della barra;
- dalle dimensioni dell'elemento strutturale;
- dalla posizione dell'armatura metallica durante il getto del calcestruzzo;
- dall'inclinazione dell'armatura metallica durante il getto del calcestruzzo.

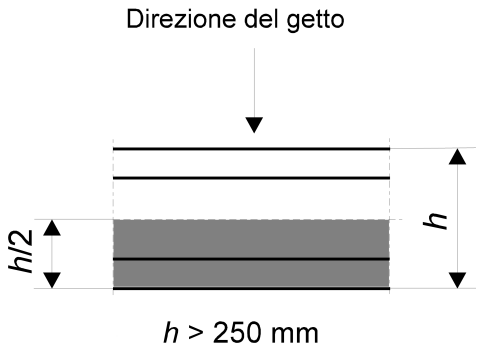
Di questi fattori si può tener conto distinguendo le condizioni di aderenza in buone e in mediocri (occorre moltiplicare f_{bd} per un coefficiente riduttore pari a 0,7).

Nel caso in esame, siccome h = 500mm > 250mm occorre distinguere due condizioni di aderenza:

- armatura longitudinale inferiore A_{s1}, in condizioni di buona aderenza:



- armatura longitudinale superiore A_{s2}, in condizioni di mediocre aderenza:



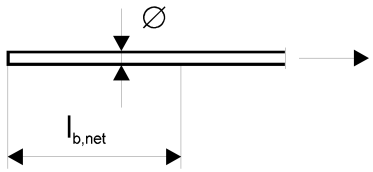
Si decide di considerare tutte le armature in mediocre aderenza, pertanto:

$$f_{bd,red} = 0{,}7 \cdot f_{bd} = 1{,}991 MPa$$

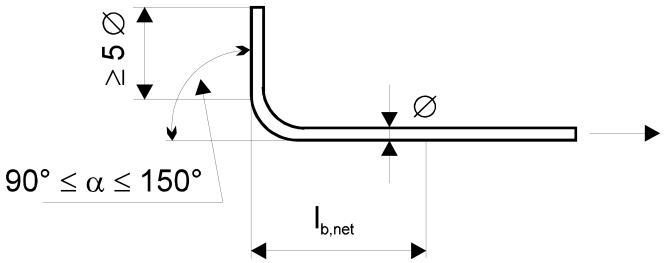
10.4. ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

Concordemente con quanto prevista dall'EC2 al § 5.2.3.2 circa i possibili metodi di ancoraggio dell'armatura metallica, si adottano:

- ancoraggi diritti:



- ancoraggi piegati a 90° e prolungati per un tratto non minore di 5 volte il diametro della barra da ancorare:



il prolungamento minimo e quello effettivo sono pari a:

$$l_{\min,\phi 18} = 5 \cdot \phi = 5 \cdot 18 = 90mm \Rightarrow l_{eff,\phi 18} = 100mm$$ [14]

[14] Si uniforma il prolungamento delle barre a quello massimo, relativo alle barre di Ø 18mm. Solo sui bordi, in base alle disposizioni del § 5.4.3.2.4 dell'EC2, il prolungamento sarà di 600mm, tale da creare un contenimento di bordo.

10.4.1. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DI BASE

In base a EC2 § 5.2.2.3, la lunghezza di ancoraggio di base è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra di armatura soggetta alla forza assiale $A_s \cdot f_{yd}$; per una barra di armatura di diametro Ø vale:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Uniformando la lunghezza di ancoraggio di base al valore massimo, relativo alle barre di Ø 18mm, otteniamo:

$$l_{b,\phi 18} = l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd,red}} = \frac{18 \cdot 374}{4 \cdot 1{,}991} = 845{,}3mm$$

10.4.2. LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO NECESSARIA

In base a EC2 § 5.2.3.4.1, per barre e fili di armatura metallica la lunghezza di ancoraggio necessaria è data dall'espressione:

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,\min}$$

dove:

- α_a è un coefficiente di riduzione, per barre diritte vale 1;
- l_b è la lunghezza di ancoraggio di base;
- $A_{s,req}$ è l'area dell'armatura metallica richiesta dal calcolo;
- $A_{s,prov}$ è l'area dell'armatura metallica effettivamente disposta;
- $l_{b,\min}$ è la lunghezza minima di ancoraggio, vale:
  - per ancoraggi in trazione: $l_{b,\min} = 0{,}3 \cdot l_b \geq 10 \cdot \phi$
  - per ancoraggi in compressione: $l_{b,\min} = 0{,}6 \cdot l_b \geq 100mm$

ANCORAGGIO IN COMPRESSIONE

Lunghezza minima di ancoraggio:

$$l_{b,\min} = \max\begin{Bmatrix} 100mm \\ 0{,}6 \cdot l_b = 0{,}6 \cdot 845{,}3 = 507{,}18mm \end{Bmatrix} = 507{,}18mm$$

Lunghezza di ancoraggio necessaria:

$$l_{b,net} = \max\begin{Bmatrix} \alpha_a \cdot l_b \cdot \dfrac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 1 \cdot 845{,}3 \cdot 1 = 845{,}3mm \\ l_{b,\min} = 507{,}18mm \end{Bmatrix} = 845{,}3mm$$

Per il soddisfacimento della verifica a taglio è necessario che le barre di armatura metallica si estendano per una lunghezza pari a $l_{b,net} + d$ oltre la sezione di verifica, ossia per 845,3 + 427 = 1'272,3mm (128cm).

ANCORAGGIO IN TRAZIONE
Lunghezza minima di ancoraggio:

$$l_{b,\min} = \max\begin{Bmatrix} 10 \cdot \phi = 10 \cdot 18 = 180mm \\ 0{,}3 \cdot l_b = 0{,}3 \cdot 845{,}3 = 253{,}59mm \end{Bmatrix} = 253{,}59mm$$

Lunghezza di ancoraggio necessaria:

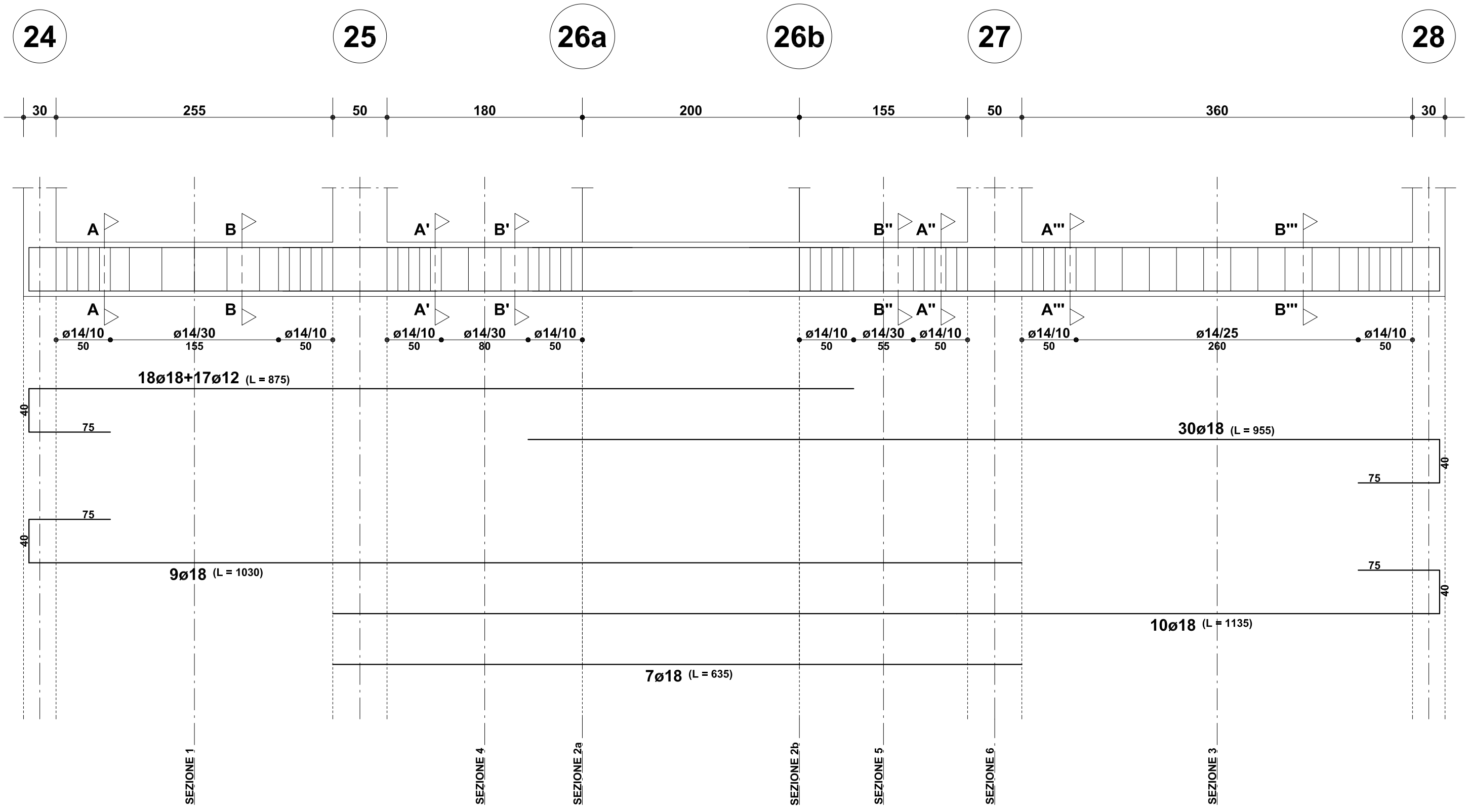
$$l_{b,net} = \max\begin{Bmatrix} \alpha_a \cdot l_b \cdot \dfrac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 1 \cdot 845{,}3 \cdot 1 = 845{,}3mm \\ l_{b,\min} = 253{,}59mm \end{Bmatrix} = 845{,}3mm$$

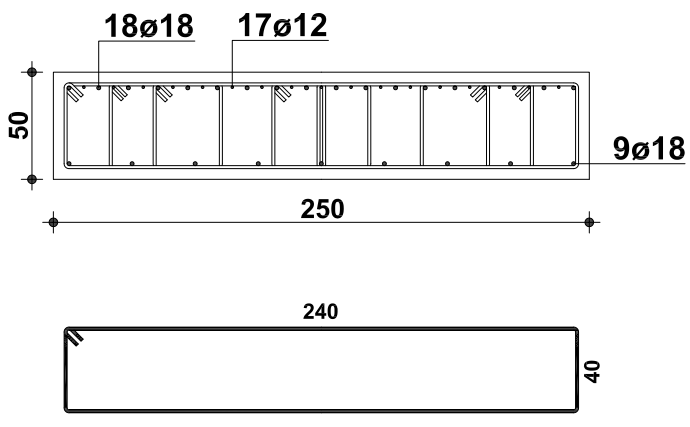
Per il soddisfacimento della verifica a taglio è necessario che le barre di armatura metallica si estendano per una lunghezza pari a $l_{b,net} + d$ oltre la sezione di verifica, ossia per 845,3 + 427 = 1'272,3mm (128cm).

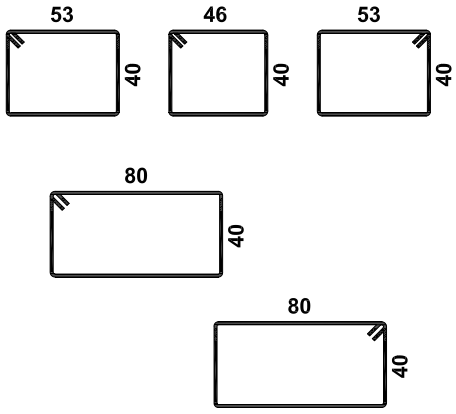
11. ESECUTIVO DELLE ARMATURE

Sono riportati nelle pagine seguenti.

TRAVE DI FONDAZIONE

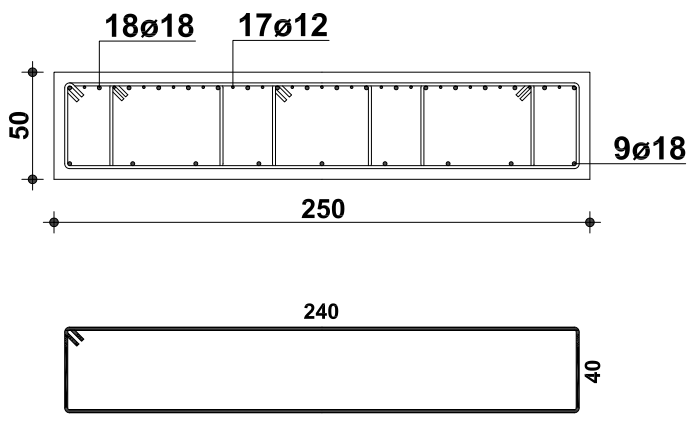


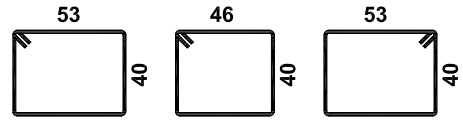




STAFFE		
staffe	1ø14	(L=588)
staffe	2ø14	(L=214)
staffe	1ø14	(L=200)
staffe	2ø14	(L=268)

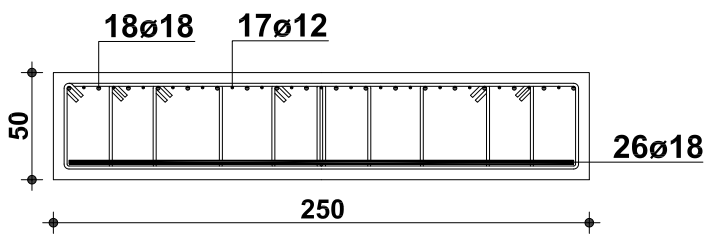
SEZIONE A-A

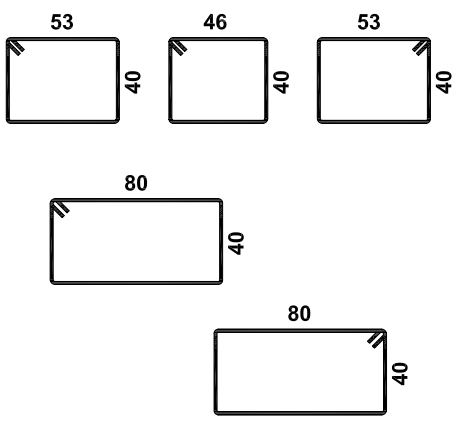




STAFFE		
staffe	1ø14	(L=588)
staffe	2ø14	(L=214)
staffe	1ø14	(L=200)

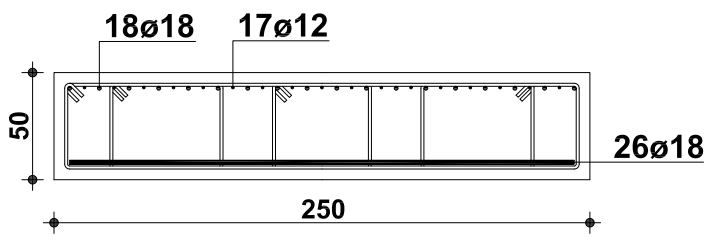
SEZIONE B-B

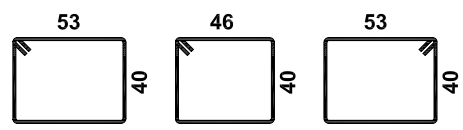




STAFFE		
staffe	1ø14	(L=588)
staffe	2ø14	(L=214)
staffe	1ø14	(L=200)
staffe	2ø14	(L=268)

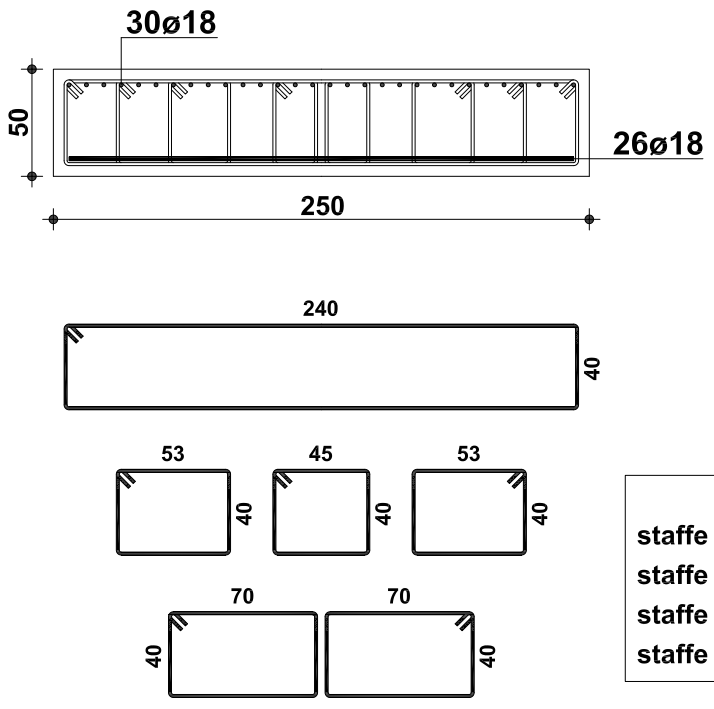
SEZIONE A'-A'





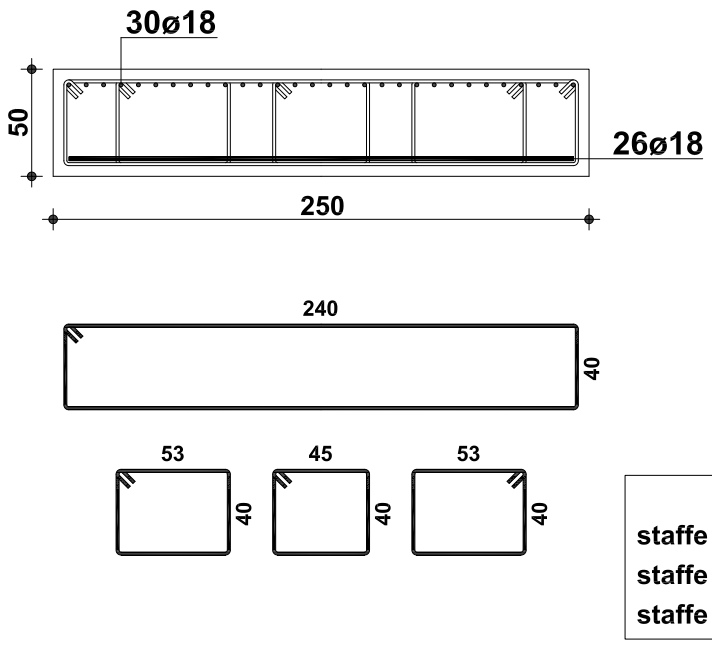
STAFFE		
staffe	1ø14	(L=588)
staffe	2ø14	(L=214)
staffe	1ø14	(L=200)

SEZIONE B'-B'



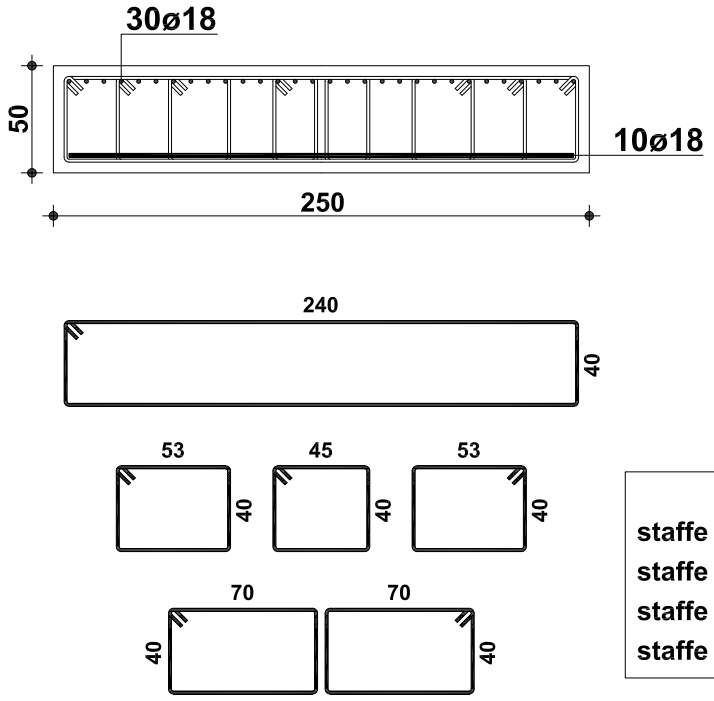
STAFFE		
staffe	1ø14	(L=588)
staffe	2ø14	(L=214)
staffe	1ø14	(L=198)
staffe	2ø14	(L=248)

SEZIONE A''-A''



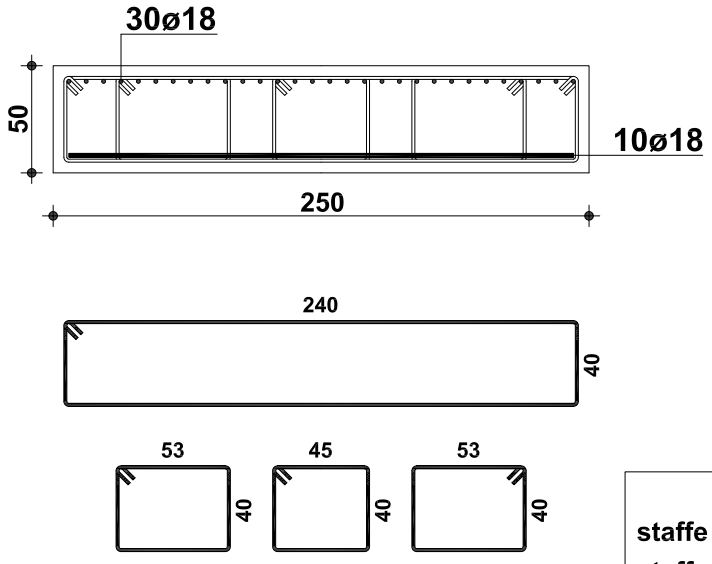
STAFFE		
staffe	1ø14	(L=588)
staffe	2ø14	(L=214)
staffe	1ø14	(L=198)

SEZIONE B''-B''



STAFFE		
staffe	1ø14	(L=588)
staffe	2ø14	(L=214)
staffe	1ø14	(L=198)
staffe	2ø14	(L=248)

SEZIONE A'''-A'''



STAFFE		
staffe	1ø14	(L=588)
staffe	2ø14	(L=214)
staffe	1ø14	(L=198)

SEZIONE B''-B''

CONCLUSIONI

Alla luce di quanto fin qui scritto occorre infine definire:
- la correttezza dei calcoli eseguiti;
- il rispetto del punto g del § 4.3.1 dell'O.P.C.M. n° 3274.

CORRETTEZZA DEI CALCOLI

Al fine di poter affermare con sicurezza che i calcoli sono stati eseguiti, seppure con varie semplificazioni, in maniera corretta, l'edificio è stato anche analizzato mediante l'impiego di un software professionale.
I dati del programma utilizzato per la verifica sono riportati di seguito:

Nome del software	EdiLus-CA®
Versione	7.00a
Caratteristiche del software	Software per il calcolo di strutture in cemento armato agli elementi finiti per Windows®.
Produzione e distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

Dall'analisi dell'edifico effettuata mediante il suddetto software emerge che il calcolo delle sollecitazioni è stato eseguito correttamente vista la corrispondenza dei valori numerici restituiti dal suddetto software con quelli ottenuti mediante il calcolo manuale o con l'ausilio del solutore agli elementi finiti GiD v. 6.1.2 (vedi § 8 della presente).

REGOLARITA' IN ALTEZZA

In base al punto g del § 4.3.1 dell'O.P.C.M. n° 3274, affinché un edificio possa essere considerato regolare in altezza, il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" non deve differire più del 20% per piani diversi.
Purtroppo è questa l'enunciazione di un periodo formalmente valido ma di difficile traduzione analitica, non intendendosi bene cosa siano la resistenza richiesta dal calcolo e la resistenza effettiva. Io penso probabile che chi abbia scritto la norma abbia voluto esplicitare il concetto che una struttura con piani sovradimensionati rispetto ad altri non è una struttura ben progettata, nel senso che se per un generico piano i – esimo abbiamo un esubero di resistenza rispetto ai piani adiacenti (i + 1 ed i – 1), questo può portare a meccanismi di rottura locale assolutamente non desiderati dal progettista strutturale.
Occorre quindi valutare tale sovradimensionamento; accertato che il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta debba sempre essere maggiore dell'unità (come detto al § 5.4.1.2 dell'O.P.C.M. n° 3274), io penso che si potrebbe misurare il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo di tutte le sezioni degli elementi resistenti verticali alla generica quota e farne una media (semplice, ma anche ponderata rispetto alla rigidezza) per rica-

vare un valore indicativo della riserva di resistenza di cui dispone l'impalcato rispetto a quella richiesta dall'evento sismico.
Pensando bene, però un'altra misura della resistenza potrebbe essere ricavata considerando i momenti resistenti dei pilastri alla testa ed alla base e dividendo la somma di tali valori per l'altezza del pilastro, ottenendo così il taglio resistente; il taglio sollecitante chiaramente deriva dal calcolo. Ancora una volta però mi chiedo se tale rapporto debba essere maggiore dell'unità per tutti gli elementi resistenti verticali, oppure, confidando in qualche meccanismo di ridistribuzione, si possa calcolare una resistenza effettiva ed una resistenza di calcolo di piano sommando i contributi di tutti gli elementi resistenti. E' chiaro che tale approccio, puramente convenzionale, trascura altre misure della resistenza dell'edificio oltre a non consentire una valutazione differenziata nel caso di variazioni anche forti nella geometria di un impalcato rispetto ad un altro.
Facendo la media si può avere che due impalcati presentino entrambi una rigidezza pari a 2, non manifestando, pertanto, variazioni di rigidezza significativa. La rigidezza del primo, però, potrebbe essere il risultato di una zona dell'impalcato con rigidezza 1 e di un'altra zona con rigidezza 3, mentre quella del secondo impalcato di due zone con rigidezze rispettivamente 0,5 e 0,35. Sarà difficile sostenere, in tale caso, che l'edificio sia regolare, pur essendo formalmente rispetta l'indicazione del punto g.
Pertanto, in attesa di una puntuale indicazione di una metodologia che aiuti a definire bene il rispetto di questa prescrizione e considerando il fatto che non si conoscono le armature di tutti gli elementi strutturali perché non calcolati per esigenze di contenere la presente, il seguente punto lo si considera rispettato in maniera "virtuale", se no l'edificio non risulterebbe più regolare e pertanto il calcolo della struttura sarebbe da rifare.

APPENDICE A

STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Come ben noto, a causa della ridotta resistenza a trazione del calcestruzzo, la fessurazione è un fenomeno inevitabile nelle strutture in conglomerato cementizio armato e può originarsi fin dalle primissime fasi di vita della struttura ed evolvere variamente nel tempo.
Le fessure possono essere imposte da deformazioni imposte (Figg. 1 e 2) e dall'azione di carichi (Fig. 2), ed hanno andamenti e dimensioni tipici a seconda della causa che le ha generate. Va detto che i metodi di calcolo che sono stati presi in considerazione sono adattabili solo ad un limitato campo di strutture e di sollecitazioni, ed in particolare agli elementi soggetti prevalentemente a tensioni normali longitudinali. Pertanto, l'unica maniera per controllare la fessurazione in maniera efficace, consiste nel disporre armature diffuse e di piccolo diametro con copriferro non eccessivi e costituire una gabbia di contenimento bidimensionale. Nei casi di sezioni armate con barre di forte diametro e con copriferro levati, può esser necessario l'impiego di un'idonea armatura di pelle (vedi EC2 § 4.4.2.3 e § 5.4.2.4). Laddove la fessurazione debba essere scongiurata a tutti i costi si deve ricorrere alla precompressione degli elementi strutturali.
Il Decreto Ministeriale del 9 Gennaio 1996 definisce tre diversi stati limite di fessurazione che, in ordine decrescente di severità, sono:

- lo stato limite di decompressione;
- lo stato limite di formazione delle fessure;
- lo stato limite di apertura delle fessure;

e vanno scelti a seconda delle condizioni ambientali (vedi ENV 206-1 ed EC2 § 4.1.2.2) e della sensibilità delle armature metalliche in accordo con il prospetto 7.1 del citato decreto.

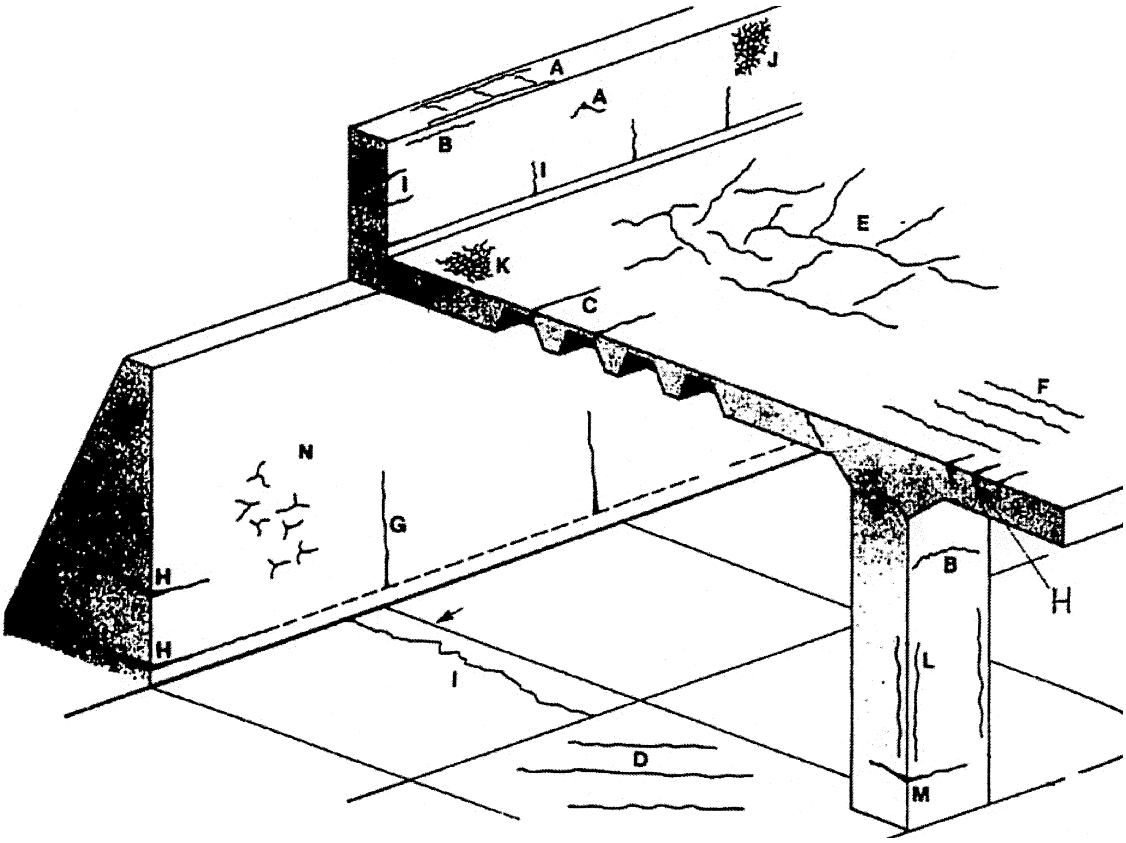


Fig. 1 – Fessurazione intrinseca delle strutture in calcestruzzo armato.

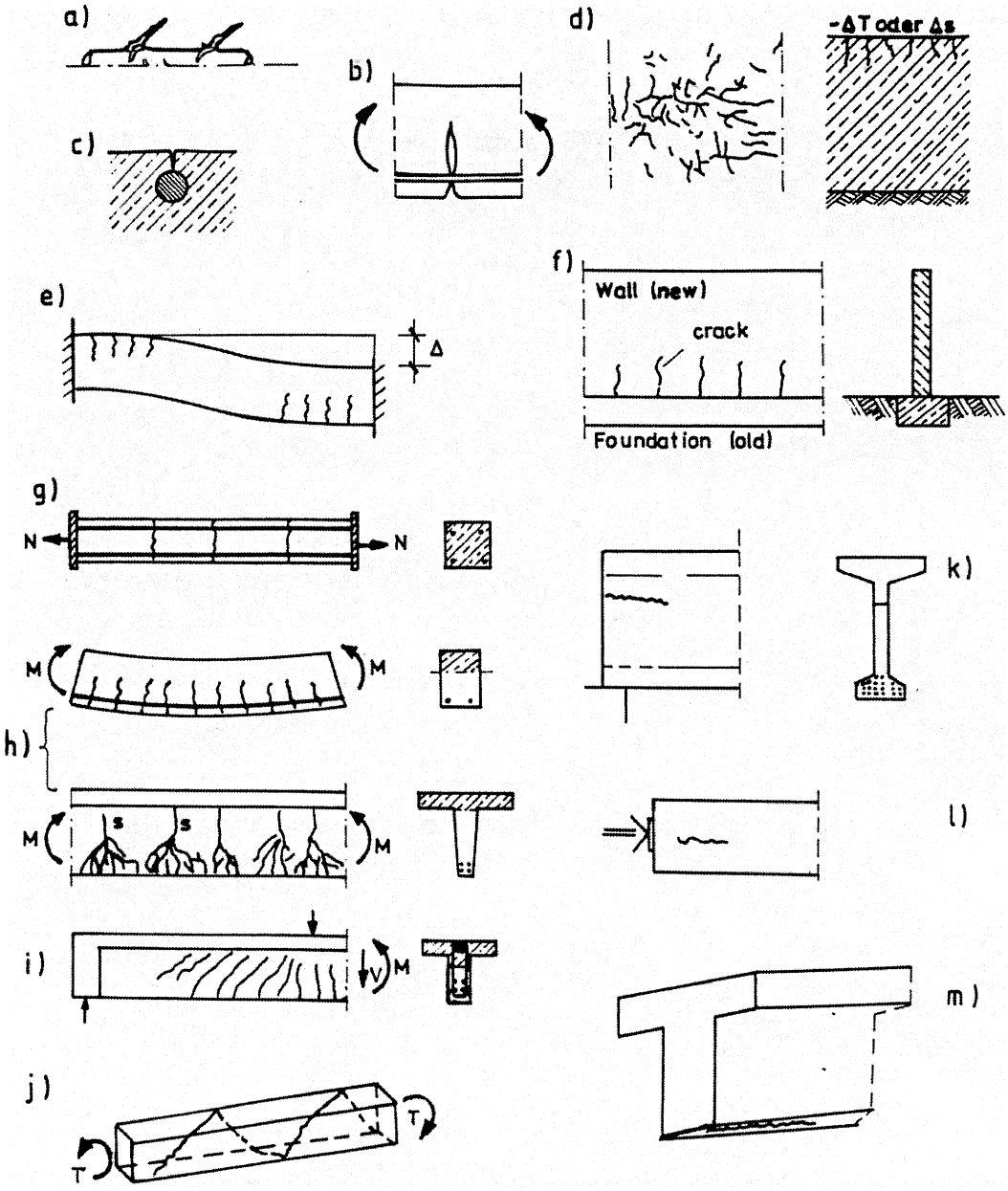
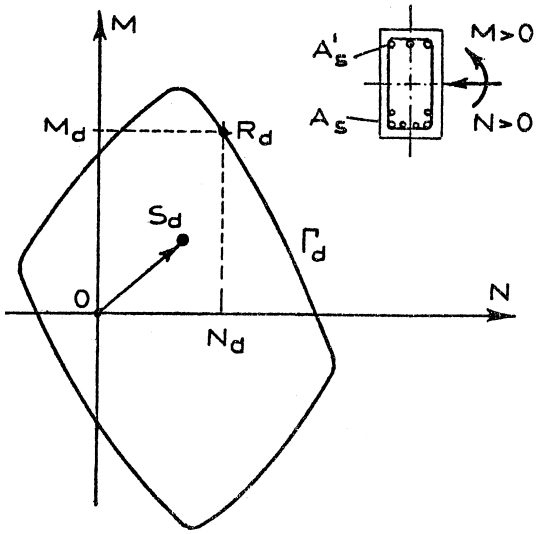


Fig. 2 – Tipi di fessure nelle strutture in calcestruzzo armato [Leonhardt (1976)].

APPENDICE B

DIAGRAMMI DI INTERAZIONE N – M

Il diagramma d'interazione resistente di progetto Γ_{Rd}, o brevemente Γ_d, rappresenta il luogo dei punti R_d in corrispondenza dei quali le due sollecitazioni agenti (N_d ed M_d) fanno raggiungere alla sezione lo stato limite ultimo.



In caso di modello non lineare del materiale, le caratteristiche di sollecitazione resistenti (N_{Rd} ed M_{Rd}) si determinano sempre a partire da *diagrammi limite* espressi in termini di deformazione, e non di tensione come invece si fa in caso di modello lineare (metodo n).
Anche in questo caso, per una migliore visione globale del comportamento della sezione, può essere utile individuare tra gli infiniti diagrammi limite alcuni aventi particolare significato, che racchiudono un insieme di diagrammi corrispondenti a specifici *campi di comportamento*.
L'impostazione classica[1], adottata dalla normativa italiana, prevede limiti sia per le deformazioni del calcestruzzo, $\varepsilon_{cu} = -0{,}0035$ per sezione parzializzata o $\varepsilon_{c1} = -0{,}002$ per sezione uniformemente compressa, che per quella dell'acciaio, $\varepsilon_{su} = 0{,}01$. Particolare rilievo viene dato al raggiungimento della deformazione limite di snervamento $\varepsilon_{yd} = \dfrac{f_{yd}}{E_s}$ ($\varepsilon_{yd,FeB44k} = \dfrac{374}{200'000} = 0{,}00187$) nell'acciaio.
Secondo questa impostazione si possono individuare numerosi diagrammi limite particolari:

A) sezione tutta tesa, con deformazione pari a $\varepsilon_{su} = 0{,}01$ sia nell'armatura inferiore che in quella superiore;

A') sezione tutta tesa, con deformazione pari a $\varepsilon_{su} = 0{,}01$ nell'armatura inferiore ed $\varepsilon_{yd} = \dfrac{f_{yd}}{E_s}$ in quella superiore;

B) sezione tutta tesa, con deformazione pari a $\varepsilon_{su} = 0{,}01$ nell'armatura inferiore e nulla al bordo superiore;

[1] L'impostazione adottata dall'EC2, invece, prevede limiti solo per la deformazione del calcestruzzo.

C) sezione parzializzata, con deformazione pari a $\varepsilon_{su} = 0{,}01$ nell'armatura inferiore ed $\varepsilon_{cu} = -0{,}0035$ al bordo superiore;

C') sezione parzializzata, con deformazione pari a $\varepsilon_{yd} = \dfrac{f_{yd}}{E_s}$ nell'armatura inferiore ed $\varepsilon_{cu} = -0{,}0035$ al bordo superiore;

D) sezione tutta compressa, con deformazione nulla la bordo inferiore ed $\varepsilon_{cu} = -0{,}0035$ al bordo superiore;

E) sezione tutta compressa, con deformazione pari ad $\varepsilon_{c1} = -0{,}002$ sia la bordo inferiore che al bordo superiore.

I suddetti diagrammi limite individuano i seguenti campi di comportamento:

1) compreso tra A e B: sezione tutta tesa, con deformazione pari a $\varepsilon_{su} = 0{,}01$ nell'armatura inferiore;

2) compreso tra B e C: sezione parzializzata, con deformazione pari a $\varepsilon_{su} = 0{,}01$ nell'armatura inferiore;

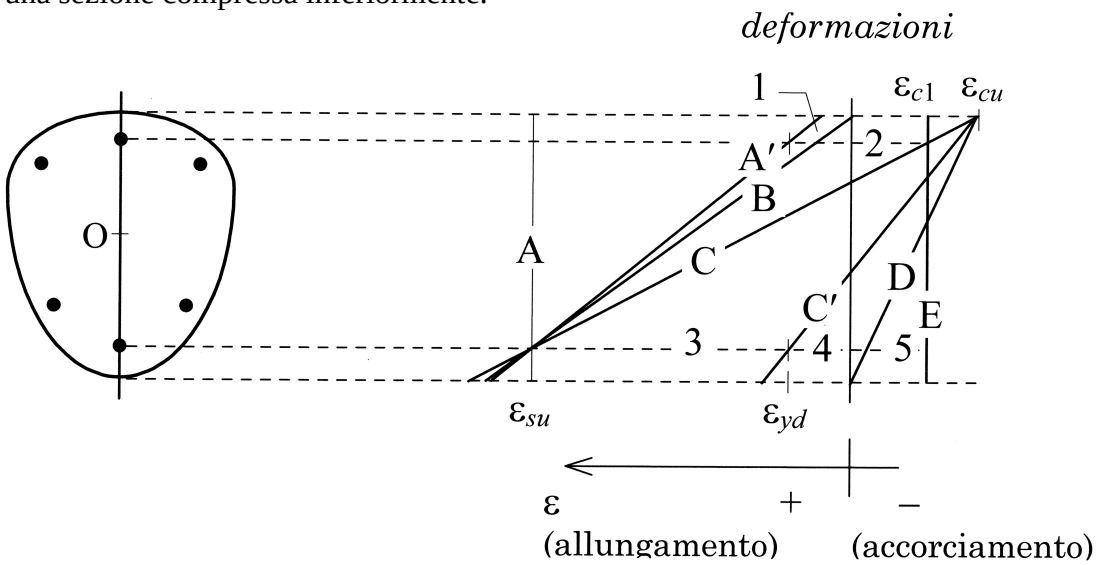
3) compreso tra C e C': sezione parzializzata, con deformazione pari a $\varepsilon_{cu} = -0{,}0035$ al bordo superiore e deformazione compresa tra $\varepsilon_{yd} = \dfrac{f_{yd}}{E_s}$ e $\varepsilon_{su} = 0{,}01$ al bordo inferiore;

4) compreso tra C' e D: sezione parzializzata, con deformazione pari a $\varepsilon_{cu} = -0{,}0035$ al bordo superiore e deformazione minore di $\varepsilon_{yd} = \dfrac{f_{yd}}{E_s}$ al bordo inferiore;

5) compreso tra D ed E: sezione tutta compressa, con deformazione pari a $\varepsilon_{c1} = -0{,}002$ in un punto situato a $3/7$ dell'altezza rispetto al bordo superiore

La zona compresa tra A ed A' non rappresenta un campo significativo perché in essa le armature metalliche risultano sempre essere oltre il limite di snervamento e quindi soggette in ogni caso alla stessa tensione.

I diagrammi riportati nella figura sottostante si riferiscono ad una sezione compressa superiormente; analoghi diagrammi limite e campi di comportamento possono essere tracciati per una sezione compressa inferiormente.

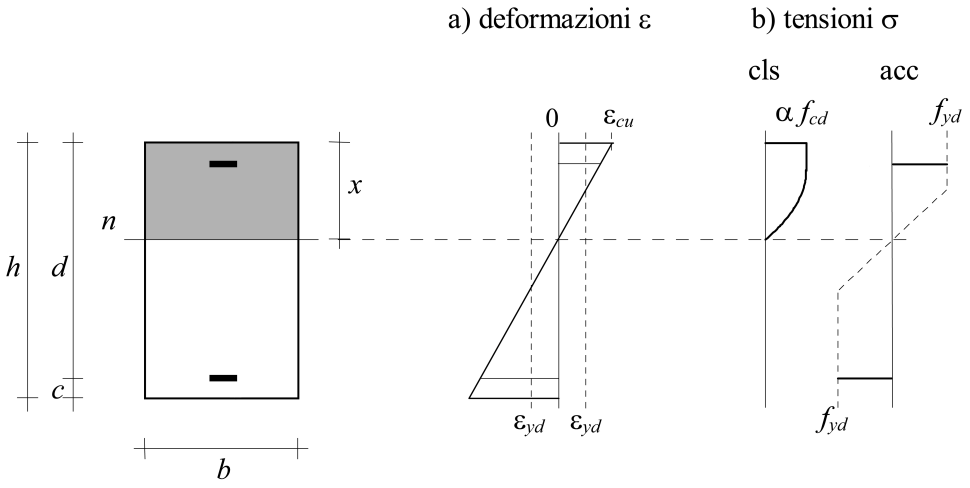


Diagrammi di deformazione allo stato limite ultimo (EC2 § 4.3.1.2).

Assegnando un qualsiasi diagramma limite di deformazione, sia uno di quelli particolari che uno generico interno ad uno dei campi innanzi definiti, è possibile determinare i corrispondenti diagrammi di tensione, separatamente per calcestruzzo ed acciaio, e calcolare quindi le caratteristiche di sollecitazione M ed N ad assi corrispondenti. Si ottiene così una coppia limite che può essere riportata in diagramma[2] avente come ascisse gli sforzi normali e come ordinate i momenti flettenti.
Assegnando un altro diagramma limite di deformazione si ottiene una nuova coppia limite. Prendendo in considerazione tutti gli infiniti diagrammi limite si ottengono infiniti punti che formano una linea chiusa denominata diagramma N –M limite, o anche curva di interazione N – M. La superficie delimitata da tale curva, inclusa la curva stessa, costituisce il dominio N – M limite, o dominio resistente.
Se una coppia sollecitante $N_{Sd} - M_{Sd}$ è interna a tale dominio di resistenza, essa può essere sopportata. Una coppia sul contorno del dominio di resistenza è al limite dell'accettabilità, nel senso che la deformazione limite viene raggiunta in un punto della sezione, ma non viene superata negli altri punti. Una coppia esterna al dominio di resistenza rappresenta caratteristiche della sollecitazione non accettabili, perché implicano il superamento della deformazione limite.

PRESSOFLESSIONE RETTA
Procedimento per la costruzione del dominio limite.

Uno degli infiniti diagrammi limite e mostrato nella figura sottostante.



Utilizzando i legami costitutivi dei materiali, dai valori delle deformazioni ε (a) si può risalire in maniera univoca ai valori delle tensioni σ (b)nel calcestruzzo e nell'acciaio. Note le tensioni agenti nei due materiali si possono ricavare i valori di N ed M dalla loro definizione stessa:

$$N = \int_{cls} \sigma_c \cdot dA_c + \int_{acc} \sigma_s \cdot dA_s = N_c + N_s$$

$$M = \int_{cls} \sigma_c \cdot dA_c \cdot y + \int_{acc} \sigma_s \cdot dA_s \cdot y = M_c + M_s$$

[2] Seguendo una tradizione della Tecnica delle costruzioni, riporterò a destra i valori di compressione (negativi, per la convenzione dei segni adottata, che deriva dalla Scienza delle costruzioni) ed a sinistra quelli di trazione; l'asse N è quindi orientato da destra verso sinistra.

Nelle espressioni si evidenzia in maniera distinta il contributo del calcestruzzo e dell'armatura metallica. Si noti che, nonostante la non linearità dei legami costitutivi dei due materiali, il contributo dell'armatura metallica varia con legge lineare solo se tutta l'armatura metallica viene incrementata proporzionalmente.

Per rappresentare il dominio limite della sezione è essenziale individuare i valori di N ed M corrispondenti ad alcuni punti particolarmente rilevanti, come già accennato. Coerentemente con le applicazioni usuali nei pilastri di forma rettangolare, si assume che l'armatura metallica sia simmetrica, cioè $A_{s1} = A_{s2}$ (in generale si assumerà A_s) ; si considera positivo uno sforzo normale di compressione, negativo uno di trazione. E' immediato determinare lo sforzo normale corrispondente a trazione pura (dato dal solo contributo delle armature metalliche)

$$N = -2 \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

e quello corrispondente a compressione pura (dato dal contributo del calcestruzzo e delle armature metalliche)

$$N = b \cdot h \cdot \alpha \cdot f_{cd} + 2 \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

Un'altra coppia fondamentale è quella fornita dal valore massimo del momento flettente che può essere supportato dalla sezione trasversale dell'elemento strutturale e dal corrispondente valore dello sforzo normale. Si può ipotizzare – a patto di verificare alla fine se l'ipotesi è corretta – che il massimo momento flettente sia raggiunto per un diagramma delle deformazioni analogo a quello mostrato prima, in cui entrambe le armature metalliche risultano snervate (quella superiore a compressione mentre quella inferiore a trazione). La risultante delle tensioni nel calcestruzzo vale $N_c = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x$ con $\beta = \frac{17}{21} \cong 0{,}81$, ed è posizionata ad una distanza $k \cdot x$, con $k = \frac{99}{238} \cong 0{,}416$, dal bordo superiore della sezione trasversale. La risultante delle tensioni nelle armature metalliche inferiori e superiori vale $N_{s1} = N_{s2} = A_s \cdot f_{yd}$. Le corrispondenti caratteristiche della sollecitazione risultano essere:

$$N = N_c + N_{s2} - N_{s1} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x$$

$$M = N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k \cdot x\right) + N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) + N_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) =$$

$$= \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x \cdot \left(\frac{h}{2} - k \cdot x\right) + 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Sia lo sforzo normale assiale che il momento flettente dipendono dalla distanza x dell'asse neutro dal bordo compresso. Il momento flettente raggiunge il massimo quando la sua derivata rispetto ad x si annulla; si ha quindi:

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot \left(\frac{h}{2} - 2 \cdot k \cdot x\right) = 0$$

e quindi:

$$x = \frac{h}{4 \cdot k} = \frac{119}{198} \cdot h \cong 0{,}6 \cdot h$$

Sostituendo il valore di x così ottenuto nelle espressioni di N ed M di prima si ottiene:

$$N = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot \frac{h}{4 \cdot k}$$

$$M = N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k \cdot \frac{h}{4 \cdot k} \right) + N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) + N_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) =$$

$$= \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot \frac{h^2}{16 \cdot k} + A_s \cdot (h - 2 \cdot c) \cdot f_{yd}$$

ovvero:

$$N = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \frac{289}{594} \cong 0{,}48 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h$$

$$M = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h^2 \cdot \frac{289}{2'376} + A_s \cdot f_{yd} \cdot (h - 2 \cdot c) \cong$$

$$\cong 0{,}12 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h^2 + A_s \cdot f_{yd} \cdot (h - 2 \cdot c)$$

Si può, infine, facilmente controllare che per tale posizione dell'asse neutro le armature metalliche sono entrambe snervate a condizione che sia

$$c \leq \left(\frac{79}{198} - \frac{119}{198} \cdot \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu}} \right) \cdot h$$

ossia:

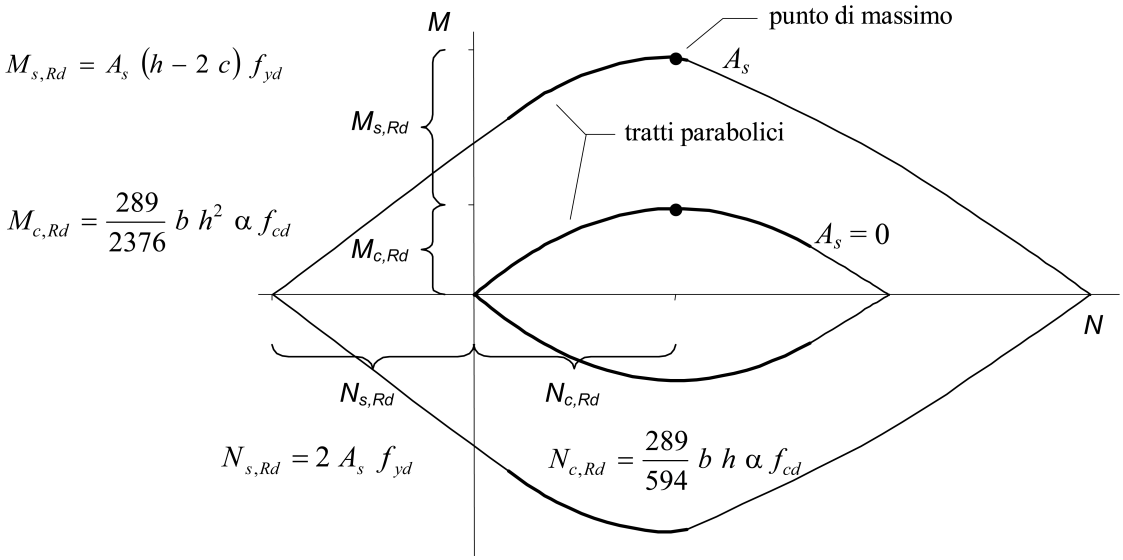
- $c \leq 0{,}0873 \cdot h$ se si usa un acciaio FeB44k;
- $c \leq 0{,}127 \cdot h$ se si usa un acciaio FeB38k.

L'ipotesi fatta è quindi usualmente verificata per un pilastro rettangolare orientato in modo da avere inerzia massima, mentre può non esserlo quando esso è sollecitato nel piano di inerzia minima. L'errore che si commette in quest'ultimo caso è comunque trascurabile.

Manipolando le espressioni delle caratteristiche della sollecitazione, e più precisamente ricavando dalla prima equazione la x in funzione di N e sostituendo nella seconda, si nota che M dipende da N mediante una relazione quadratica

$$M = N \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{k}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta} \cdot N \right) + A_s \cdot f_{yd} \cdot (h - 2 \cdot c)$$

e quindi che il dominio di resistenza N – M è, almeno per un tratto, parabolico. Si noti che in assenza di armature metalliche ciò vale finché la sezione è parzializzata, cioè per oltre l'80% della curva. La presenza di armatura metallica comporta la traslazione della curva di una quantità linearmente proporzionale ad A_s, ma ne restringe la validità ai casi in cui l'armatura metallica è tutta snervata, cioè all'incirca tra un valore di N prossimo allo zero ed il punto di massimo (tratti più marcati in figura a pagina seguente).



Valori base per la costruzione del dominio limite N – M.

Partendo da questa considerazione analitica, oltre che da un esame visivo del dominio, si può ritenere che la curva che delimita il dominio limite N – M possa considerarsi costituita da tre tratti:

- un tratto lineare, per valori dello sforzo normale assiale negativi (cioè di trazione);
- un tratto parabolico, per valori dello sforzo normale assiale di compressione (cioè positivi), compresi tra 0 e lo sforzo normale corrispondente al punto di massimo;
- un tratto con esponente dipendente dalla quantità di armatura metallica (parabolico per solo calcestruzzo, ma via via più prossimo al lineare al crescere dell'armatura metallica) per valori dello sforzo normale di compressione superiori a quello corrispondente al punto di massimo.

L'equazione dei tre tratti può essere espressa in funzione dei valori resistenti:

$$N_{c,Rd} = \frac{289}{594} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h \qquad M_{c,Rd} = \frac{289}{2'376} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h^2$$

$$N_{s,Rd} = 2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \qquad M_{s,Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (h - 2 \cdot c)$$

La relazione tra momento limite M_{Rd} e sforzo normale limite N_{Rd} può essere espressa mediante le seguenti relazioni:

- per $N_{Rd} < 0$ (tenso – flessione):

$$M_{Rd} = M_{s,Rd} \cdot \left(1 + \frac{N_{Rd}}{N_{s,Rd}}\right)$$

- per $0 \le N_{Rd} \le N_{c,Rd}$:

$$M_{Rd} = M_{s,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{Rd} - N_{c,Rd}}{N_{c,Rd}}\right)^2\right] + M_{s,Rd}$$

- per $N_{Rd} > N_{c,Rd}$:

$$M_{Rd} = \left(M_{c,Rd} + M_{s,Rd}\right) \cdot \left[1 - \left|\frac{N_{Rd} - N_{c,Rd}}{N_{c,Rd} + N_{s,Rd}}\right|^{n}\right]$$

con:

$$n = 1 + \left(\frac{N_{c,Rd}}{N_{c,Rd} + N_{s,Rd}}\right)^{2}$$

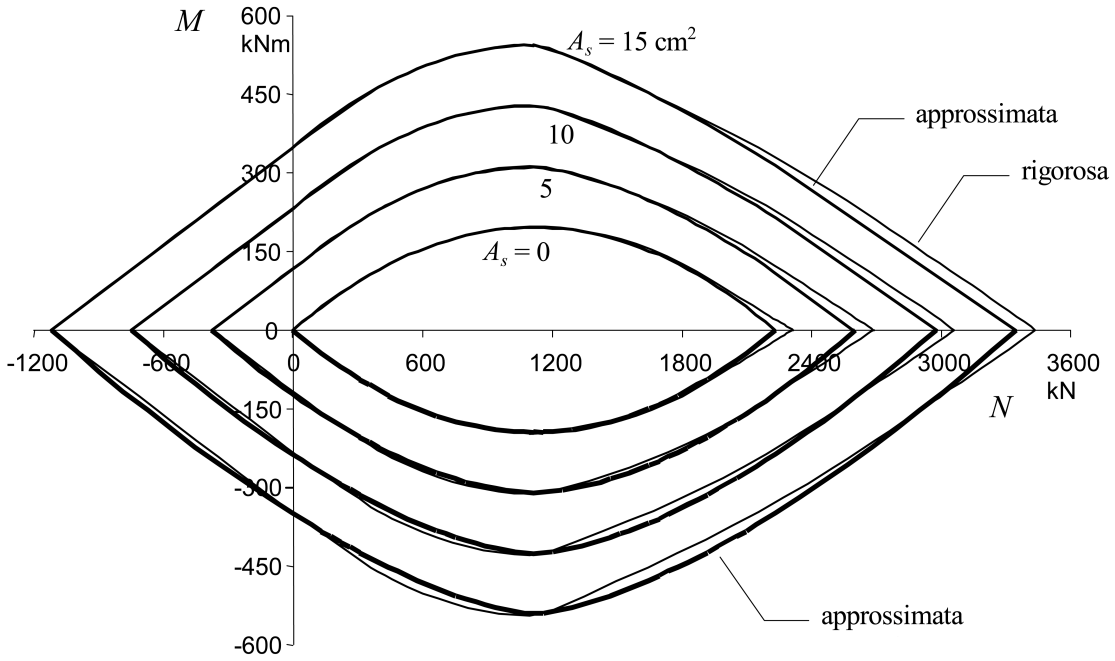
La figura sottostante riporta nella parte superiore, con linea più marcata, le curve corrispondenti a tali equazioni, mostrando l'ottima corrispondenza con le curve ottenute in maniera rigorosa.
Un'alternativa, meno precisa ma ancora pienamente accettabile, consiste nel considerare un'unica curva con esponente dipendente dalla quantità di armatura metallica (parabolico per solo calcestruzzo, ma via via più prossimo al lineare al crescere dell'armatura metallica), utilizzando per tutti i valori di N l'espressione:

$$M_{Rd} = \left(M_{c,Rd} + M_{s,Rd}\right) \cdot \left[1 - \left|\frac{N_{Rd} - N_{c,Rd}}{N_{c,Rd} + N_{s,Rd}}\right|^{m}\right]$$

con:

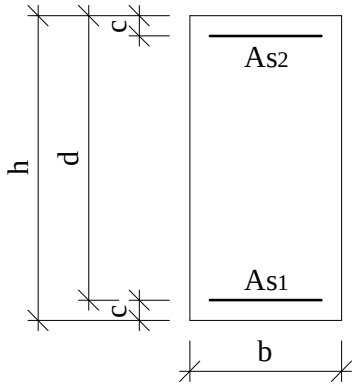
$$m = 1 + \left(\frac{N_{c,Rd}}{N_{c,Rd} + N_{s,Rd}}\right)$$

La figura sottostante riporta nella parte inferiore, con linea più marcata, la curva corrispondente a tale equazione. Si può notare che essa è leggermente a vantaggio di sicurezza nel caso di sezione compressa con sforzo normale inferiore a $N_{c,Rd}$, situazione nella quale ricadono frequentemente i pilastri progettati per sopportare l'azione sismica.



Dominio N – M per sezione 30x70cm allo stato limite ultimo, esatto ed approssimato.

Il procedimento generale innanzi descritto può essere impiegato per costruire il dominio N – M per una sezione rettangolare come quella riportata nella figura sottostante.



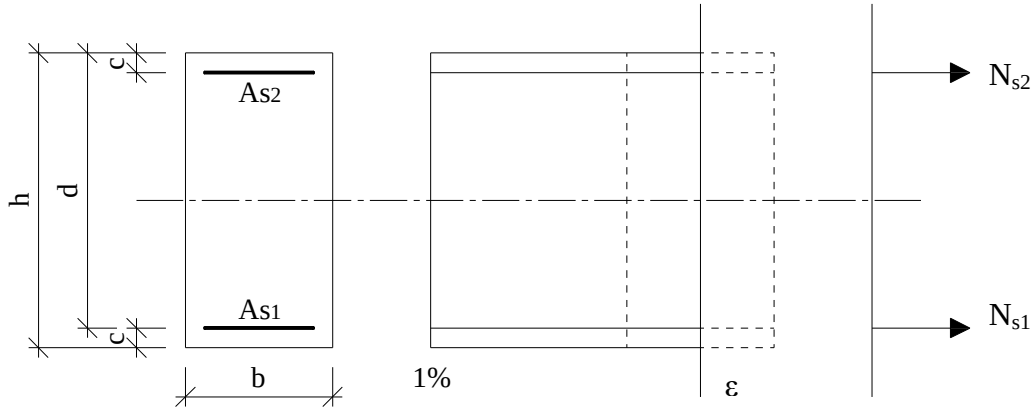
Calcestruzzo: R_{ck} = 30 MPa
Acciaio: FeB44K f_{yk} = 430 MPa

A_{s2} = 3 Ø 20 = 942 mm^2
A_{s1} = 8 Ø 20 = 2'513 mm^2

b = 300 mm
h = 800 mm

c = 40 mm
d = h – c = 800 – 40 = 760 mm

Punto 1 – Trazione (rottura armature)
Curvatura nulla



$x = \infty$

$\varepsilon_{s2} = 0{,}01 \qquad \sigma_{s2} = f_{yd} = 374MPa \qquad N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 942 \cdot 374 = 352'308N$

$\varepsilon_{s1} = 0{,}01 \qquad \sigma_{s1} = f_{yd} = 374MPa \qquad N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot 374 = 939'862N$

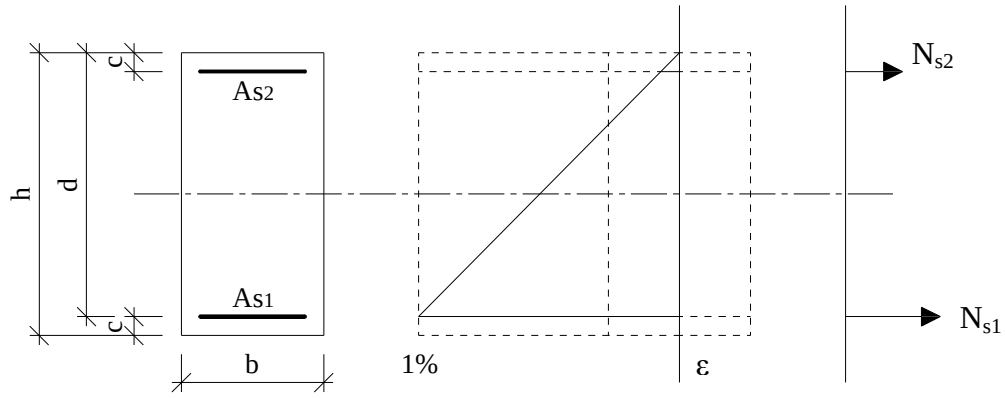
da cui le sollecitazioni resistenti:

$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = (352'308 + 939'862) \cdot 10^{-3} = 1'292{,}170kN$$

$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= \left[939'862 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) - 352'308 \cdot \left(\frac{800}{2} - 40 \right) \right] \cdot 10^{-6} = 211{,}519kN \cdot m$$

Punto 2 – Trazione con debole flessione (rottura armature inferiori)
Curvatura positiva



$x = 0$

$$\varepsilon_{s2} = 0{,}01 \cdot \frac{c}{d} = 0{,}01 \cdot \frac{40}{760} = 0{,}000526$$
$$\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 200'000 \cdot 0{,}000526 = 105{,}263 MPa$$ [3]
$$N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 942 \cdot 105{,}263 = 99'158 N$$

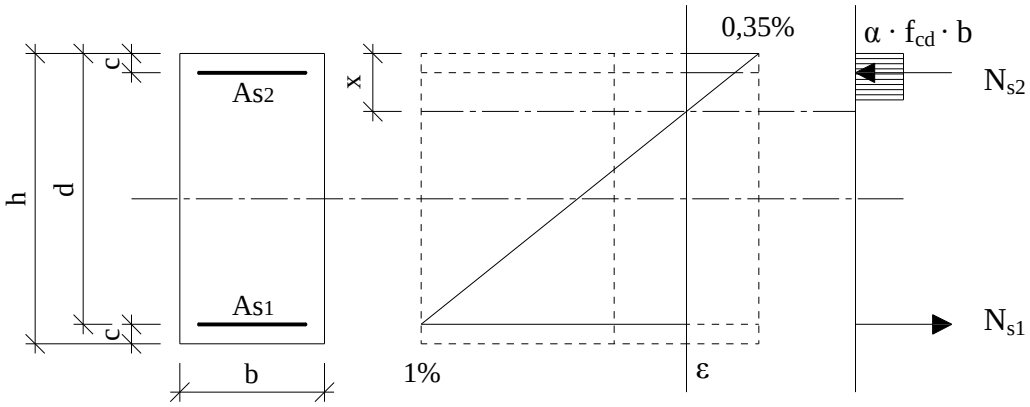
$$\varepsilon_{s1} = 0{,}01 \qquad \sigma_{s1} = f_{yd} = 374 MPa \qquad N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot 374 = 939'862 N$$

da cui le sollecitazioni resistenti:

$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = (99'158 + 939'862) \cdot 10^{-3} = 1'039{,}02 kN$$
$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$
$$= \left[939'862 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) - 99'158 \cdot \left(\frac{800}{2} - 40 \right) \right] \cdot 10^{-6} = 302{,}653 kN \cdot m$$

[3] Ricordiamo la legge del fisico inglese Robert Hooke (1678) “Ut tensio sic vis”: nei limiti di proporzionalità elastica le deformazioni sono proporzionali alle tensioni agenti, da cui $\varepsilon_1 : \sigma_1 = ... = \varepsilon_n : \sigma_n$ ed in forma più esplicita $\varepsilon = \alpha \cdot \sigma$, dove α è il modulo di allungamento del materiale. Poiché α è molto piccolo si usa correntemente il valore inverso $E = \frac{1}{\alpha}$ chiamato modulo di elasticità del materiale o modulo di Young.

Punto 3 – Flessione con debole compressione (rottura bilanciata)
Curvatura positiva



$$x = \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{su} + |\varepsilon_{cu}|} \cdot d = \frac{0{,}0035}{0{,}01 + 0{,}0035} \cdot 760 = 197mm$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - c}{x} = -0{,}0035 \cdot \frac{197 - 40}{197} = -0{,}00279$$

$$\sigma_{s2} = -f_{yd} = -374MPa \qquad N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 942 \cdot -374 = -352'308N$$

$$\varepsilon_{s1} = 0{,}01 \qquad \sigma_{s1} = f_{yd} = 374MPa \qquad N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot 374 = 939'862N$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = -0{,}0035 \qquad N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 15{,}6 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 197 = -634'396N$$

da cui le sollecitazioni resistenti:

$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = (-352'308 + 939'862 - 634'396) \cdot 10^{-3} = -46{,}842kN$$

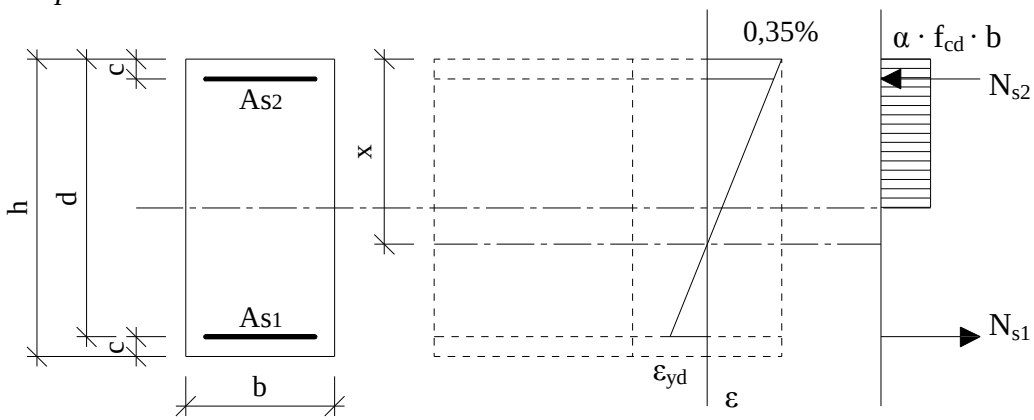
$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) - N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k \cdot x \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= \left[939'862 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) + 352'308 \cdot \left(\frac{800}{2} - 40 \right) + 634'396 \cdot \left(\frac{800}{2} - \frac{99}{238} \cdot 197 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= 666{,}954kN \cdot m$$

Punto 4 – Presso – flessione (rottura calcestruzzo superiore)

Curvatura positiva



$$x = \frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd} + |\varepsilon_{cu}|} \cdot d = \frac{0{,}0035}{0{,}00187 + 0{,}0035} \cdot 760 = 495mm$$

$$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd} \qquad \sigma_{s2} = -f_{yd} = -374MPa \qquad N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 942 \cdot -374 = -352'308N$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd} = 0{,}00187 \quad \sigma_{s1} = f_{yd} = 374MPa \qquad N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot 374 = 939'862N$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = -0{,}0035 \qquad N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 15{,}6 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 495 = -1'594'041N$$

da cui le sollecitazioni resistenti:

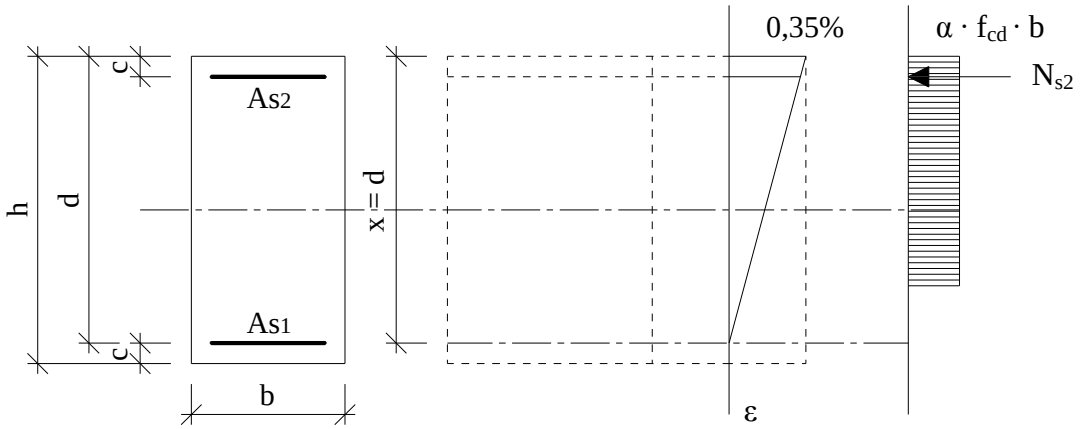
$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = (-352'308 + 939'862 - 1'594'041) \cdot 10^{-3} = -1'006{,}487kN$$

$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) - N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k \cdot x \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= \left[939'862 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) + 352'308 \cdot \left(\frac{800}{2} - 40 \right) + 1'594'041 \cdot \left(\frac{800}{2} - \frac{99}{238} \cdot 495 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= 774{,}58kN \cdot m$$

Punto 5 – Compressione con debole flessione (rottura calcestruzzo superiore)
Curvatura positiva



$x = d = 760mm$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd} \qquad \sigma_{s2} = -f_{yd} = -374MPa \qquad N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 942 \cdot -374 = -352'308N$

$\varepsilon_{s1} = 0 \qquad \sigma_{s1} = 0MPa \qquad N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot 0 = 0N$

$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = -0{,}0035 \qquad N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 15{,}6 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 760 = -2'447'417N$

da cui le sollecitazioni resistenti:

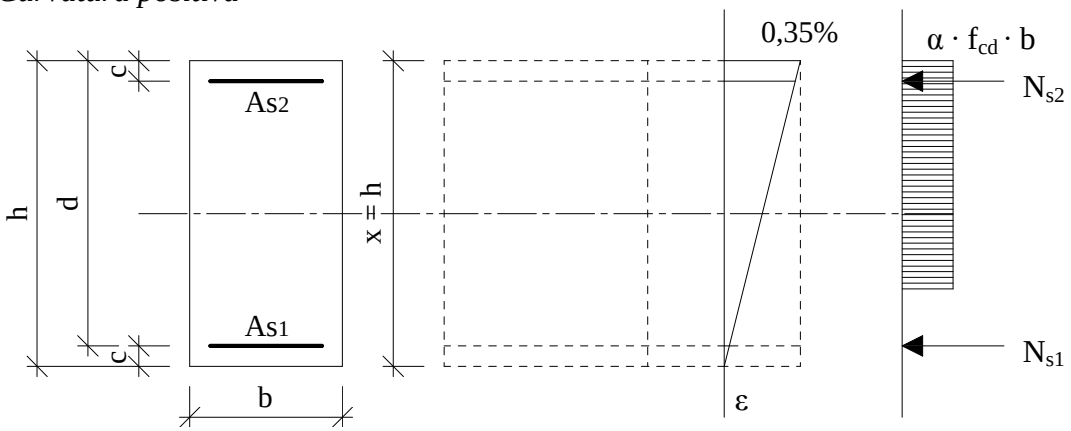
$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = \left(-352'308 + 0 - 2'447'417\right) \cdot 10^{-3} = -2'799{,}725kN$$

$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) - N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k \cdot x \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= \left[0 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) + 352'308 \cdot \left(\frac{800}{2} - 40 \right) + 2'447'417 \cdot \left(\frac{800}{2} - \frac{99}{238} \cdot 760 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= 332{,}085kN \cdot m$$

Punto 6 – Compressione con debole flessione (rottura calcestruzzo superiore)
Curvatura positiva



$x = h = 800mm$

$\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{yd} \qquad \sigma_{s2} = -f_{yd} = -374MPa \qquad N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 942 \cdot -374 = -352'308N$

$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c}{h} = -0{,}0035 \cdot \frac{40}{800} = -0{,}000175 \qquad \sigma_{s1} = E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 200'000 \cdot -0{,}000175 = -35MPa$

$N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot -35 = -87'955N$

$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = -0{,}0035 \qquad N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 15{,}6 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 800 = -2'576'229N$

da cui le sollecitazioni resistenti:

$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = (-352'308 - 87'955 - 2'576'229) \cdot 10^{-3} = -3'016{,}492kN$$

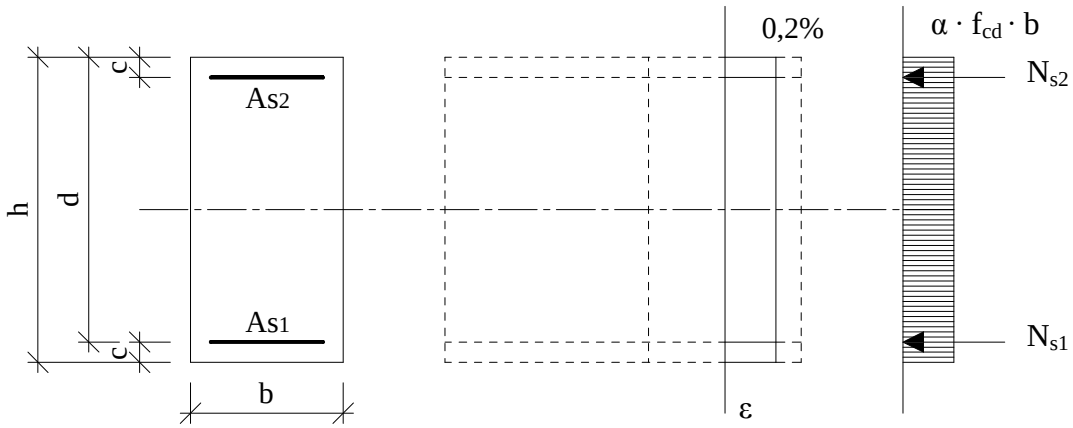
$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) - N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k \cdot x \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= \left[-87'955 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) + 352'308 \cdot \left(\frac{800}{2} - 40 \right) + 2'576'229 \cdot \left(\frac{800}{2} - \frac{99}{238} \cdot 800 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= 268{,}359kN \cdot m$$

Punto 7 – Compressione (rottura calcestruzzo)

Curvatura nulla



$x = \infty$

$\varepsilon_{s2} = -0{,}002 \quad \sigma_{s2} = -f_{yd} = -374MPa \qquad N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 942 \cdot -374 = -352'308N$

$\varepsilon_{s1} = -0{,}002 \quad \sigma_{s1} = -f_{yd} = -374MPa \qquad N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot -374 = -939'862N$

$\varepsilon_c = \varepsilon_{c1} = -0{,}002 \qquad N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h = -0{,}85 \cdot 15{,}6 \cdot 300 \cdot 800 = -3'182'400N$

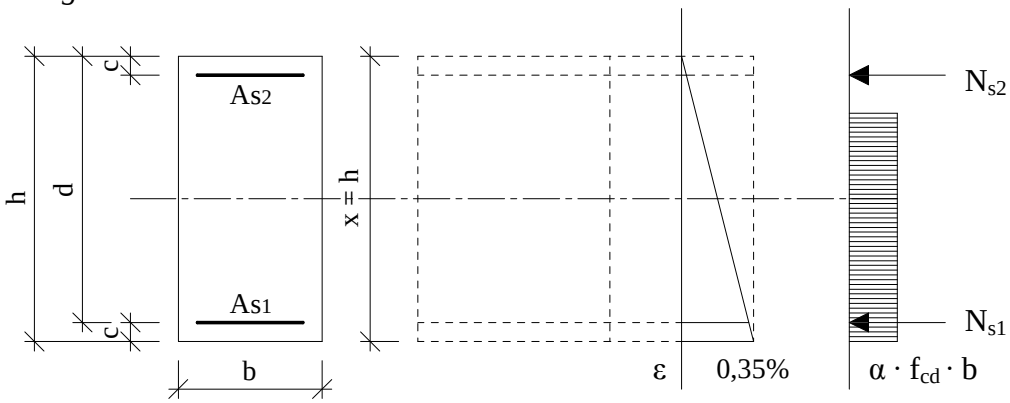
da cui le sollecitazioni resistenti:

$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = (-352'308 - 939'862 - 3'182'400) \cdot 10^{-3} = -4'474{,}57kN$$

$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= \left[-939'862 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) + 352'308 \cdot \left(\frac{800}{2} - 40 \right) \right] \cdot 10^{-6} = -211{,}519 kN \cdot m$$

Punto 8 – Compressione con debole flessione (rottura calcestruzzo inferiore)
Curvatura negativa



$$x = h = 800 mm$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{c}{h} = -0{,}0035 \cdot \frac{40}{800} = -0{,}000175 \qquad \sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2} = 200'000 \cdot -0{,}000175 = -35 MPa$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 942 \cdot -35 = -32'970 N$$

$$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} \qquad \sigma_{s1} = -f_{yd} = -374 MPa \qquad N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot -374 = -939'862 N$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = -0{,}0035 \qquad N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 15{,}6 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 800 = -2'576'229 N$$

da cui le sollecitazioni resistenti:

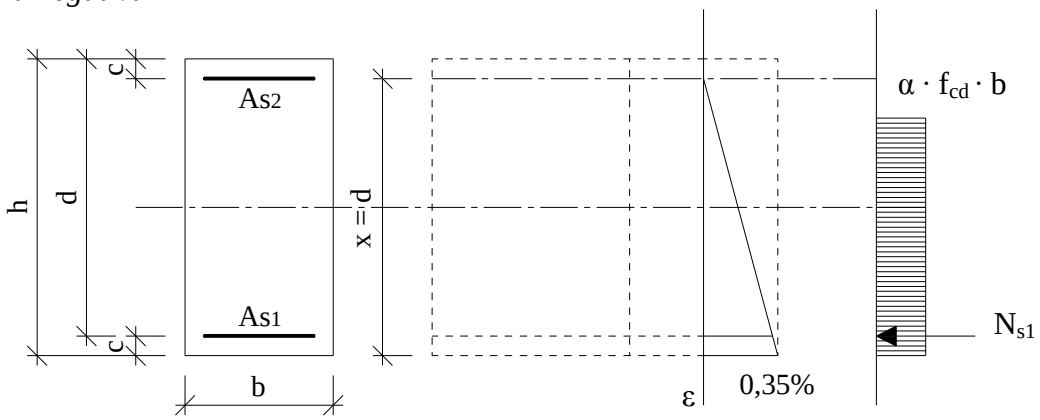
$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = \left(-32'970 - 939'862 - 2'576'229 \right) \cdot 10^{-3} = -3'549{,}061 kN$$

$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) + N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k \cdot x \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= \left[-939'862 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) + 32'970 \cdot \left(\frac{800}{2} - 40 \right) - 2'576'229 \cdot \left(\frac{800}{2} - \frac{99}{238} \cdot 800 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= -499{,}673 kN \cdot m$$

Punto 9 – Compressione con debole flessione (rottura calcestruzzo inferiore)
Curvatura negativa



$x = d = 760mm$

$\varepsilon_{s2} = 0 \qquad \sigma_{s2} = 0MPa \qquad N_{s2} = 0N$

$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} \qquad \sigma_{s1} = -f_{yd} = -374MPa \qquad N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot -374 = -939'862N$

$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = -0{,}0035 \qquad N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 15{,}6 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 760 = -2'447'417N$

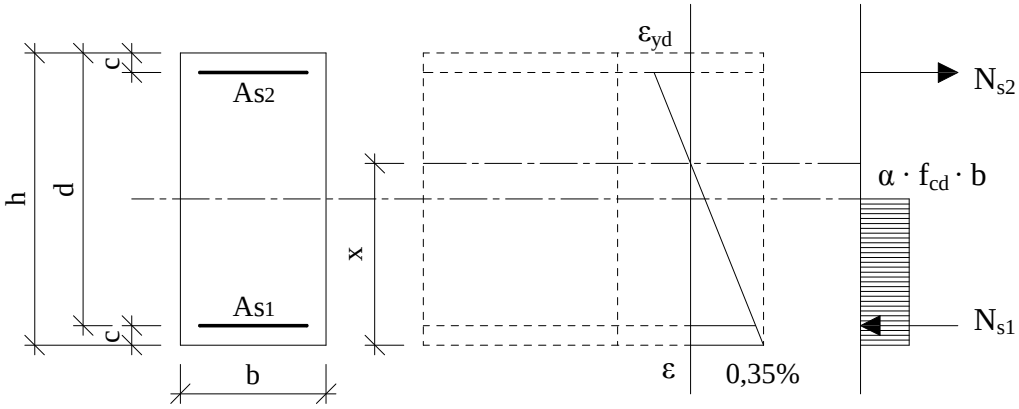
da cui le sollecitazioni resistenti:

$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = (0 - 939'862 - 2'447'417) \cdot 10^{-3} = -3'387{,}279kN$$

$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k \cdot x \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= \left[-939'862 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) - 2'447'417 \cdot \left(\frac{800}{2} - \frac{99}{238} \cdot 760 \right) \right] \cdot 10^{-6} = -543{,}604kN \cdot m$$

Punto 10 – Presso – flessione (rottura calcestruzzo inferiore)
Curvatura negativa



$$x = \left(\frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{yd} - \varepsilon_{cu}} \right) \cdot h = \left(\frac{|-0{,}0035|}{0{,}00187 + 0{,}0035} \right) \cdot 800 = 521mm$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{yd} = 0{,}00187 \quad \sigma_{s2} = f_{yd} = 374MPa \quad N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 942 \cdot 374 = 352'308N$$

$$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} \qquad \sigma_{s1} = -f_{yd} = -374MPa \qquad N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot -374 = -939'862N$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = -0{,}0035 \quad N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 15{,}6 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 521 = -1'677'769N$$

da cui le sollecitazioni resistenti:

$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = (352'308 - 939'862 - 1'677'769) \cdot 10^{-3} = -2'265{,}323kN$$

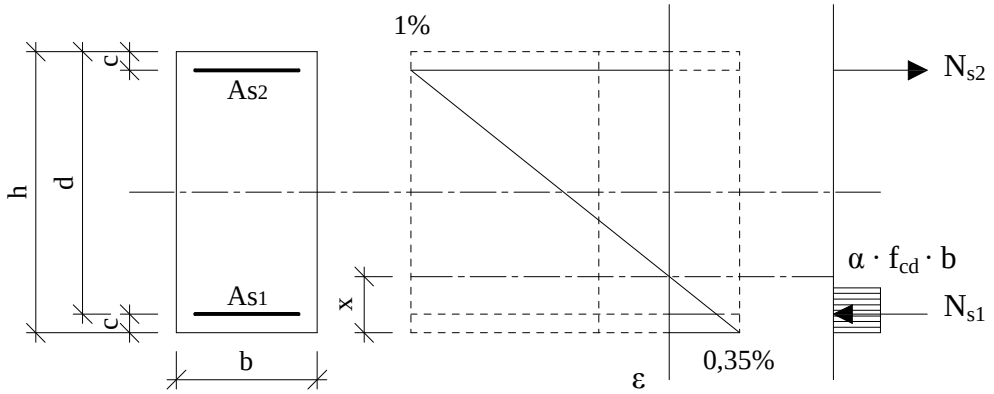
$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) + N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k \cdot x \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= \left[-939'862 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) - 352'308 \cdot \left(\frac{800}{2} - 40 \right) - 1'677'769 \cdot \left(\frac{800}{2} - \frac{99}{238} \cdot 521 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= -772{,}685kN \cdot m$$

Punto 11 – Flessione con debole compressione (rottura bilanciata)

Curvatura negativa



$$x = \left(\frac{|\varepsilon_{cu}|}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{cu}} \right) \cdot h = \left(\frac{|-0{,}0035|}{0{,}01 + 0{,}0035} \right) \cdot 800 = 207mm$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{su} = 0{,}01 \qquad \sigma_{s2} = f_{yd} = 374MPa \qquad N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 942 \cdot 374 = 352'308N$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - h + d}{x} = -0{,}0035 \cdot \frac{207 - 800 + 760}{207} = -0{,}00282 > \varepsilon_{yd}$$

$$\sigma_{s1} = -f_{yd} = -374MPa \qquad N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot -374 = -939'862N$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = -0{,}0035 \quad N_c = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x = -0{,}85 \cdot 15{,}6 \cdot 300 \cdot \frac{17}{21} \cdot 207 = -666'599N$$

da cui le sollecitazioni resistenti:

$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = (352'308 - 939'862 - 666'599) \cdot 10^{-3} = -1'254{,}153kN$$

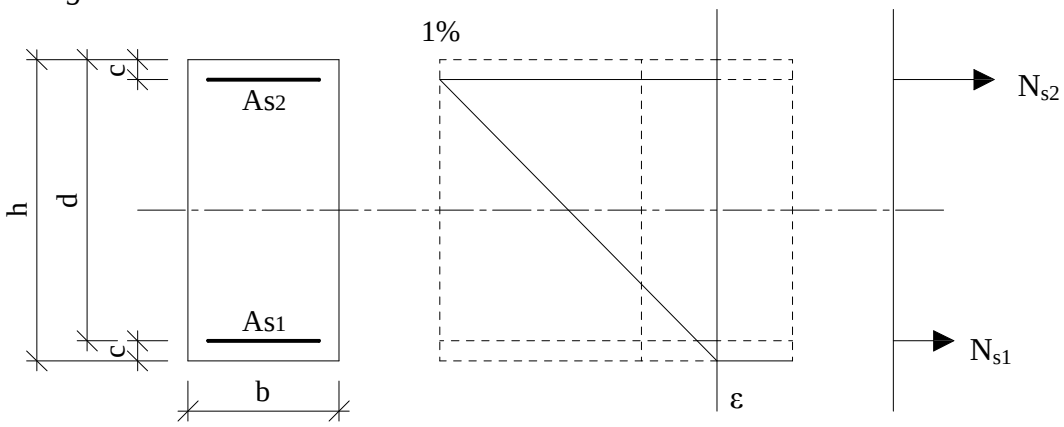
$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) + N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - k \cdot x \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= \left[-939'862 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) - 352'308 \cdot \left(\frac{800}{2} - 40 \right) - 666'599 \cdot \left(\frac{800}{2} - \frac{99}{238} \cdot 207 \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

$$= -674{,}423 kN \cdot m$$

Punto 12 – Trazione con debole flessione (rottura armature superiori)

Curvatura negativa



$$x = 0mm$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{su} = 0{,}01 \qquad \sigma_{s2} = f_{yd} = 374MPa \qquad N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 942 \cdot 374 = 352'308N$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{su} \cdot \frac{h-d}{h-c} = 0{,}01 \cdot \frac{800-760}{800-40} = 0{,}000526$$

$$\sigma_{s1} = E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 200'000 \cdot 0{,}000526 = 105{,}263MPa$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 2'513 \cdot 105{,}263 = 264'526N$$

da cui le sollecitazioni resistenti:

$$N_{Rd} = \sum N_i \cdot 10^{-3} = (352'308 + 264'526) \cdot 10^{-3} = 616{,}834kN$$

$$M_{Rd} = \left[N_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) - N_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) \right] \cdot 10^{-6} =$$

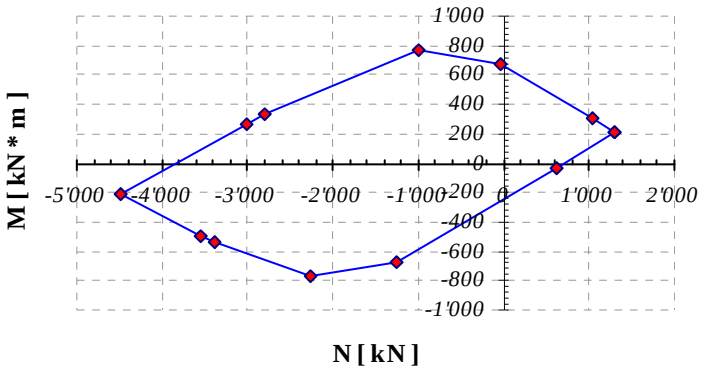
$$= \left[264'526 \cdot \left(760 - \frac{800}{2} \right) - 352'308 \cdot \left(\frac{800}{2} - 40 \right) \right] \cdot 10^{-6} = -31{,}602kN \cdot m$$

Raccogliendo i dati in tabella:

PUNTO	N_{Rd} [kN]	M_{Rd} [kN · m]
1	1'292,170	211,519
2	1'039,020	302,653
3	-46,842	666,954
4	-1'006,487	774,580
5	-2'799,725	332,085
6	-3'016,492	268,359
7	-4'474,570	-211,519
8	-3'549,061	-499,673
9	-3'387,279	-543,604
10	-2'265,323	-772,685
11	-1'254,153	-674,423
12	616,834	-31,602
13	1'292,170	211,519

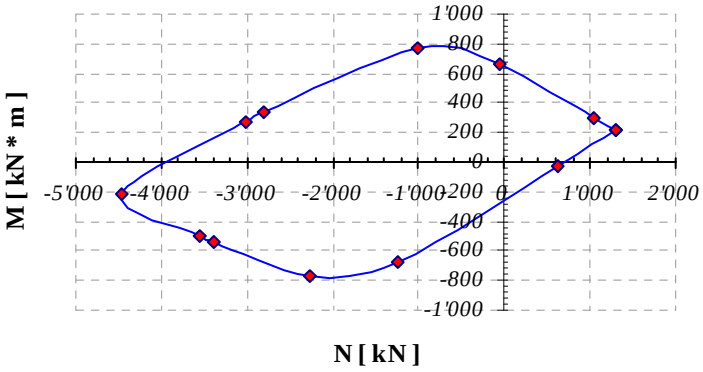
Otteniamo il diagramma di interazione N – M per la sezione in esame:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - M



Smussando gli angoli:

DIAGRAMMA DI INTERAZIONE N - M



PRESSOFLESSIONE DEVIATA
Costruzione del dominio limite.

Il procedimento per la costruzione del dominio limite $N - M_z - M_y$ ricalca concettualmente quello già precedentemente descritto per la presso o tenso flessione retta, ma si presenta notevolmente più complicato a causa della possibile inclinazione dell'asse neutro. Dal punto di vista geometrico, inoltre, occorre tenere presente che le armature metalliche sono disposte lungo tutti i quattro lati della sezione trasversale dell'elemento strutturale (sezione rettangolare, nella presso – flessione retta si considerano, di solito, solo le armature sui due lati). A rigore, bisognerebbe tener conto della posizione di ciascuna barra di armatura metallica, ma è ugualmente accettabile, e più semplice, ipotizzare che le armature metalliche siano disposte uniformemente lungo ciascun lato, purché si mantenga l'indipendenza tra la quantità di armatura metallica disposta nei lati paralleli a z, A_{sz}, ed in quelli paralleli a z, A_{sy} (vedi figura sottostante).

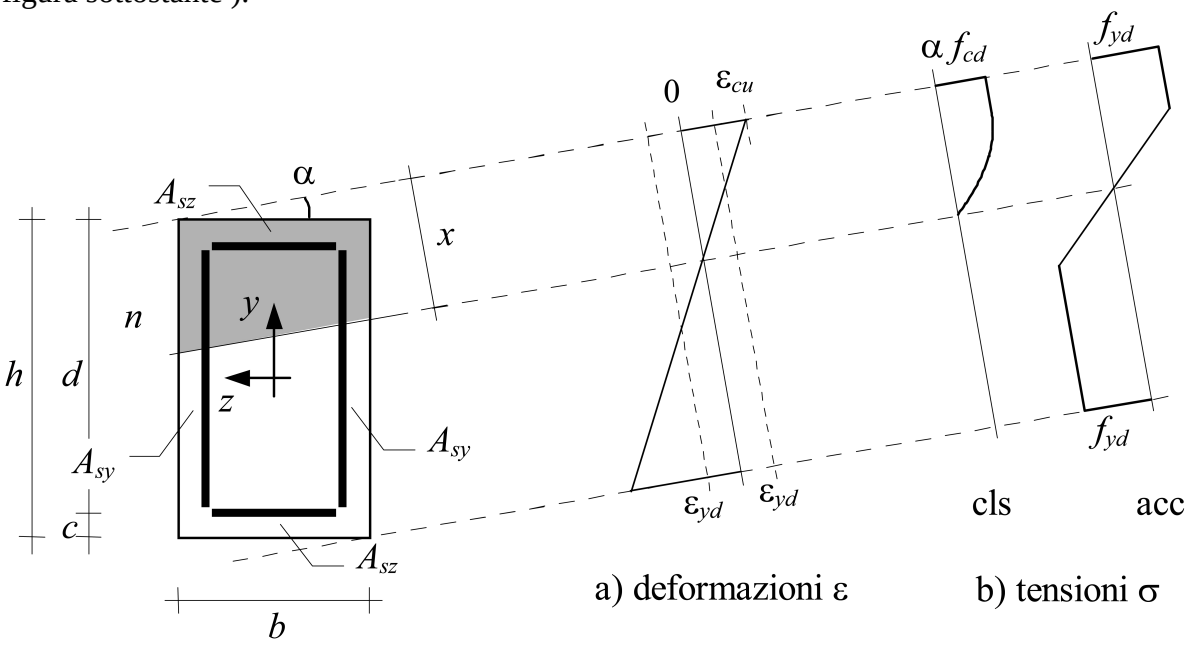


Diagramma limite di deformazioni e diagrammi di tensione per presso – flessione deviata.

Un generico diagramma limite di deformazione, come quello in figura di sopra, è individuato dall'inclinazione α dell'asse neutro e, se la sezione è parzializzata, dalla sua distanza x dallo spigolo compresso della sezione trasversale dell'elemento strutturale (o, se la sezione risulta essere interamente compressa, dalla deformazione nello spigolo compresso). Utilizzando i legami costitutivi dei materiali si possono ricavare i valori delle tensioni e quindi le caratteristiche della sollecitazione:

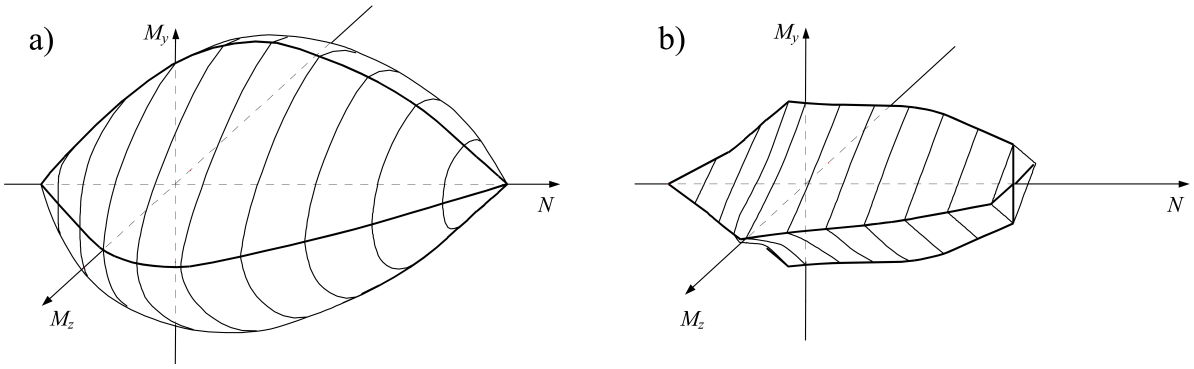
$$N = \int_{cls} \sigma_c \cdot dA_c + \int_{acc} \sigma_s \cdot dA_s = N_c + N_s$$

$$M_y = -\int_{cls} \sigma_c \cdot dA_c \cdot z - \int_{acc,y} \sigma_s \cdot dA_{s,y} \cdot z - \int_{acc,z} \sigma_s \cdot dA_{s,z} \cdot z = M_{y,c} + M_{y,sy} + M_{y,sz}$$

$$M_z = \int_{cls} \sigma_c \cdot dA_c \cdot y + \int_{acc,y} \sigma_s \cdot dA_{s,y} \cdot y + \int_{acc,z} \sigma_s \cdot dA_{s,z} \cdot y = M_{z,c} + M_{z,sy} + M_{z,sz}$$

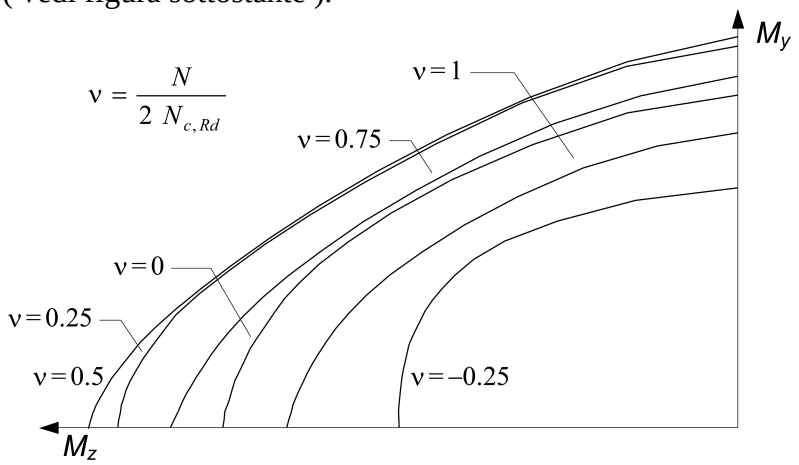
Facendo variare con continuità i due parametri si ottengono le infinite triplette che descrivono il dominio (vedi figura sottostante). Si può notare che la frontiera del dominio ha un an-

damento marcatamente convesso, a differenza di quello approssimativamente lineare o addirittura concavo che si riscontra nei domini alle tensioni ammissibili, o metodo n (vedi figura sottostante).



Dominio M_y – M_z – N per presso – flessione deviata:
a) stato limite ultimo; b) tensioni ammissibili.

I classici domini limite per presso – flessione retta non sono altro che sezioni del dominio tridimensionale nei piani M_y – N o M_z – N (a meno dell'approssimazione dovuta al considerare l'armatura metallica solo su due lati). Per una migliore comprensione del reale andamento del dominio occorre prendere in esame le sezioni trasversali del dominio, parallele al piano M_y – M_z (vedi figura sottostante).

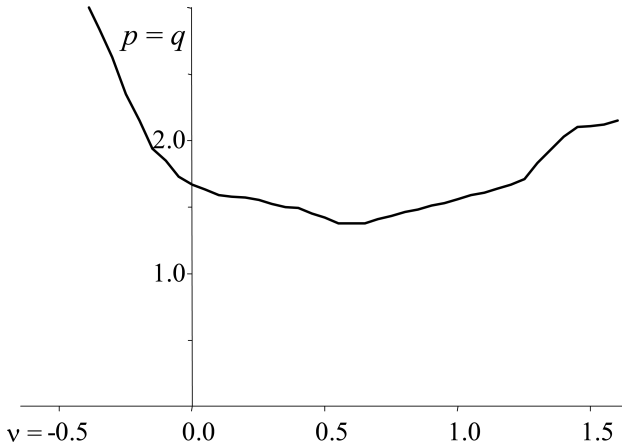


Relazione tra M_z ed M_y per diversi valori di N (sezione 30x70cm, A_{sz} = 15cm^2, A_{sy} = 6cm^2).

La curva che rappresentala sezione del dominio per un assegnato valore di N può essere ben approssimata, in funzione dei momenti resistenti $M_{z,Rd}$ ed $M_{y,Rd}$ calcolati (in corrispondenza di N) per presso – flessione retta, mediante la relazione:

$$\left(\frac{M_z}{M_{z,Rd}}\right)^p + \left(\frac{M_y}{M_{y,Rd}}\right)^q = 1$$

con una opportuna scelta degli esponenti p e q. I risultati ottenuti dagli autori per un'ampia gamma di sezioni ed armature metalliche mostrano che il valore minimo dell'esponente (1,4 ÷ 1,5) deve essere utilizzato in corrispondenza dello sforzo normale che rende massimo il momento flettente ($N_{Sd} = N_{c,Rd}$, ovvero ν = 0,5). L'esponente cresce al diminuire di N, arrivando a valori superiori a 2 per sforzi normali negativi, ad anche, ma in misura minore, all'aumentare di N (vedi figura a pagina seguente).



Relazione tra M_z ed M_y per diversi valori di N (sezione 30x70cm, A_{sz} = 15cm^2, A_{sy} = 6cm^2).

Si suggerisce pertanto di utilizzare, in via cautelativa, l'esponete 1,5 per qualsiasi valore dello sforzo normale.

Nella maggior parte dei casi reali le sezioni rettangolari non sono soggette contemporaneamente a forti momenti rispetto ad entrambi gli assi. Ad esempio, la nuova normativa sismica italiana (O.P.C.M. n° 3274) richiede di considerare l'effetto del sisma agente in una direzione più il 30% del sisma nella direzione ortogonale. Si può facilmente controllare che per $M_{y,Sd} = 0,3 \cdot M_{y,Rd}$, il massimo momento M_z che può essere sopportato dalla sezione è pari a $0,89 \cdot M_{z,Rd}$. La presenza della componente trasversale riduce la capacità portante della sezione di circa un 10%, ma tale riduzione è compensata, spesso ampiamente, dal contributo delle armature secondarie che in genere viene trascurato. Si consiglia quindi di progettare la sezione e l'armatura metallica a presso – flessione retta, cioè senza tener conto né del contributo peggiorativo del momento trasversale né dell'incremento di resistenza fornito dall'armatura secondaria. La correttezza di tale dimensionamento andrà infine verificata mediante la relazione sopra citata.

BIBLIOGRAFIA

A. Migliacci, F. Mola, *Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.*, Masson, Milano.

O. Belluzzi, *Scienza delle costruzioni*, Zanichelli, Bologna.

R. Calzona, C. Cestelli Guidi, *Il calcolo del cemento armato con i metodi delle tensioni ammissibili e degli stati limite*, Hoepli, Milano.

P. Foraboschi, *Elementi di tecnica delle costruzioni*, McGraw-Hill, Milano.

E. Giangreco, *Teoria e Tecnica delle costruzioni, vol. 1*, Liguori, Napoli.

F. Leonhardt, E. Mönning, *CA e CAP, calcolo di progetto e tecniche costruttive. Vol. 1. Le basi del dimensionamento nelle costruzioni in cemento armato*, Edizioni di Scienza e Tecnica, Milano.

L. Santarella, *Il cemento armato*, Hoepli, Milano.

P. Pozzati, *Teoria e tecnica delle strutture*, UTET, Torino.

E. Pozzo, *Teoria e tecnica delle strutture. Vol. 2. Calcolo del cemento armato*, Pitagora, Bologna.

G. Toniolo, *Cemento armato, Voll. 2A e 2B*, Masson, Milano.

E.F. Radogna, *Tecnica delle costruzioni. Vol. 2. Costruzioni composte acciaio-calcestruzzo, cemento armato e cemento armato precompresso*, Masson, Milano.

F. Biasioli, P. Debernardi, P. Marro, *Eurocodice 2. Esempi di calcolo*, Keope, Torino.

D. Fois, *Corso di costruzioni. Vol. 2. Calcolo degli elementi strutturali*, Calderini, Bologna.

A. Carpinteri, *Scienza delle Costruzioni. Voll. 1 e 2*, Pitagora, Bologna.

A. Carpinteri, *Meccanica dei Materiali e della Frattura*, Pitagora, Bologna.

A. Carpinteri, *Analisi Non-lineare delle Strutture*, Pitagora, Bologna.

A. Carpinteri, *Dinamica delle Strutture*, Pitagora, Bologna.

F. P. Beer, E. R. Johnston, Jr. J. T. DeWolf, *Meccanica dei solidi. Elementi di scienza delle costruzioni*, McGraw-Hill, Milano.

C. Massonnet, M. Save, *Calcolo a Rottura delle Strutture*, Zanichelli, Bologna.

A. Bencivenga, A. Cianciulli, G. Masciandaro, *Come eseguire il Calcolo Strutturale con la Nuova Normativa*, Acca, Montella (AV).

A. Bencivenga, A. Castellani, A. De Stefano, C. Faella, A. Ghersi, G. Masciandaro, R. Damasco, *Calcolo Strutturale e nuova normativa. Atti del ciclo di convegni "Calcolo Strutturale e nuova normativa: i punti più controversi"*, Acca, Montella (AV).

L. Petrini, R. Pinho, G. M. Calvi, *Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici*, Collana di manuali di progettazione antisismica, Manuale 1, IUSS Press, Pavia.

E. Cosenza, G. Maddaloni, G. Magliulo, M. Pecce, R. Ramasco, *Progetto Antisismico di Edifici in Cemento Armato. II Edizione aggiornata*, Collana di manuali di progettazione antisismica, Manuale 2, IUSS Press, Pavia.

L. Santarella, *Prontuario del Cemento Armato. XXXVII edizione*, Hoepli, Milano.

E. F., Radogna, *Tecnica delle costruzioni. Vol. 1 e 2*, Zanichelli, Bologna.

E. Cosenza, M. Pecce, *Stati limite di fessurazione e di deformazione nelle strutture in cemento armato in "Analisi limite e non lineare di strutture in calcestruzzo armato"*, CISM – Collana di ingegneria strutturale n. 10 (a cura di P. Malerba).

C. Gavarini, *Dinamica delle strutture*, Esa, Roma.

F. Levi, P. Marro, *Scienza delle costruzioni*, Levrotto & Bella, Torino.

R. Lancellotta, *Geotecnica*, II edizione, Zanichelli, Bologna.

M. L. Tordella, *Esercizi di geotecnica*, Levrotto & Bella, Torino.

F. Cestari, *Prove geotecniche in sito*, Geo – Graph, Segrate.

Associazione Tempcore© Italia, *Tabelle per il calcolo del cemento armato con acciaio Tempcore©*.