



FACOLTA' DI INGEGNERIA

Ingegneria Civile per la Protezione
dai Rischi Naturali

COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA

A.A. 2023/2024

PROGETTO DI UN EDIFICIO PER CIVILE ABITAZIONE IN ZONA SISMICA



Comune di Follina
Provincia di Treviso



Descrizione

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

Normativa di riferimento

- Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “Istruzioni per le applicazioni dell’«Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- Eurocodice 2 UNI EN 1992 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- Eurocodice 8 UNI EN 1998 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

Materiali

Calcestruzzo: C28/35 – Classe di esposizione: XC1
Acciaio : B450C

Docenti

Prof. Gianmarco de Felice
Ing. Sara Fares

Studenti

Paolo Blasetti
Federica De Meo

Indice

| | |
|---|----|
| 1. Introduzione | 4 |
| 1.1 Ubicazione della struttura e rischio sismico | 4 |
| 1.2 Descrizione della struttura | 8 |
| 2. Scelta dei materiali | 10 |
| 3. Predimensionamento | 11 |
| 3.1 Solaio interpiano | 11 |
| 3.2 Travi | 13 |
| 3.3 Tamponature | 15 |
| 3.4 Tramezzature | 17 |
| 3.5 Vano scala – ascensore | 18 |
| 3.6 Fasce piene | 22 |
| 3.7 Copertura | 22 |
| 4. Analisi dei carichi | 25 |
| 4.1 Tramezzature | 25 |
| 4.2 Solaio Interpiano | 26 |
| 4.3 Tamponature | 28 |
| 4.4 Pareti di sostegno copertura | 28 |
| 4.5 Copertura | 28 |
| 4.6 Vano scale – ascensore | 31 |
| 4.7 Tamponature copertura | 32 |
| 4.8 Travi | 33 |
| 5. Predimensionamento dei pilastri | 37 |
| 6. Armatura del solaio | 41 |
| 7. Calcolo dei pesi sismici | 46 |
| 8. Calcolo del centro di massa | 56 |
| 9. Calcolo del centro di rigidezza | 61 |
| 10. Setti aggiuntivi | 64 |
| 11. Analisi Modale | 66 |
| 12. Progettazione sismica | 71 |
| 12.1 Calcolo delle rigidezze flessionali e torsionali | 71 |
| 12.2 Verifiche di regolarità in pianta ed elevazione | 72 |
| 12.3 Tipologia strutturale | 74 |
| 12.4 Fattore di struttura | 76 |

| | | |
|------------|--|-----|
| 12.5 | <i>Azione sismica e spettri di progetto</i> | 78 |
| 13. | Analisi Statica Lineare | 81 |
| 14. | Analisi dinamica lineare | 85 |
| 14.1 | <i>Direzione di applicazione dell'azione sismica</i> | 87 |
| 14.1.1 | <i>Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica:</i> | 88 |
| 14.1.2 | <i>Variabilità spaziale del moto</i> | 88 |
| 14.1.3 | <i>Non linearità geometriche della struttura</i> | 89 |
| 14.1.4 | <i>Verifica allo stato limite di danno</i> | 90 |
| 15. | Progetto e verifica allo SLU degli elementi strutturali | 91 |
| 15.1 | <i>Travi</i> | 93 |
| 15.1.1 | <i>Armature longitudinali</i> | 94 |
| 15.1.2 | <i>Armature trasversali</i> | 97 |
| 15.2 | <i>Pilastrì</i> | 101 |
| 15.2.1 | <i>Armature longitudinali</i> | 102 |
| 15.2.2 | <i>Armature trasversali</i> | 106 |
| 15.3 | <i>Progetto dei setti</i> | 109 |
| 15.3.1 | <i>Armature longitudinali</i> | 111 |
| 15.3.2 | <i>Armature trasversali</i> | 117 |
| 15.4 | <i>Nodi</i> | 121 |
| 15.5 | <i>Corpo scala</i> | 127 |
| 15.5.1 | <i>Analisi e combinazione dei carichi degli elementi del corpo scala</i> | 128 |
| 15.5.2 | <i>Armature longitudinali</i> | 129 |
| 15.5.3 | <i>Armature trasversali</i> | 130 |
| 15.5.4 | <i>Trave d'interpiano</i> | 131 |

1. Introduzione

La presente relazione ha lo scopo di illustrare le fasi seguite per la progettazione di un edificio, a telaio in cemento armato, di quattro piani affinché il lettore possa comprendere le scelte effettuate. Lo sviluppo dei calcoli che verranno in seguito illustrati è stato effettuato mediante il programma Microsoft Excel, mentre per la realizzazione del modello strutturale ci si è avvalsi del software “Midas Gen”. Le tavole progettuali sono state realizzate mediante Autocad. La prima fase della progettazione consiste nella scelta dei materiali, ovvero acciaio e calcestruzzo. Dopodiché si procede con il predimensionamento degli elementi strutturali, solaio, travi, tamponature, tramezzature per citarne alcuni. Non è ancora possibile, tuttavia, effettuare il predimensionamento dei pilastri perché è effettuato con il metodo dell’area di influenza facendo riferimento ai carichi, ancora ignoti. A tal proposito, la terza fase consiste nell’effettuare un’analisi dei carichi elemento per elemento, che permetterà poi appunto il predimensionamento dei pilastri. Terminate queste fasi progettuali ci si trova di fronte a una sorta di bozza della struttura, è dunque possibile effettuare i calcoli necessari per la determinazione dei pesi sismici, fondamentali per individuare il centro di massa della struttura. Ultimo fase è rappresentata dalla determinazione del centro di rigidezza. Una volta completate tutte le fasi, è stato realizzato un modello della struttura sul software “Midas Gen”. È stato dunque possibile, una volta caricato, analizzare la risposta della struttura alle sole azioni verticali agenti studiando i vari possibili modi di vibrazione, trascurando per il momento l’azione orizzontale sismica. Si premette che il progetto è stato effettuato coerentemente a quanto previsto dalle vigenti normative, di seguito elencate:

- Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC2018;
- Circolare numero 7 del 21 gennaio 2019;
- Eurocodice 2 – Parte 1;
- Eurocodice 8;

1.1 Ubicazione della struttura e rischio sismico

L’edificio è sito a Follina, per la precisione alle coordinate 45.953 N e 12.119 E, un piccolo comune di poco meno di 4000 abitanti situato in provincia di Treviso, in Veneto. Il luogo in esame si trova ad una quota di circa 200 metri sul livello del mare. L’ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n. 3274/2003 ha stabilito i nuovi criteri di classificazione sismica del territorio, suddividendolo in quattro classi di rischio differenti. Tali criteri definiscono i principi generali in base ai quali le varie regioni italiane hanno stilato un elenco dei propri comuni associando a ciascuno la relativa classe di rischio sismico. Le quattro classi di rischio in cui è stato suddiviso il territorio nazionale sono state definite sulla base del valore dell’accelerazione orizzontale massima attesa in sito “ a_g ” che ha una probabilità di essere superata in 50 anni del 10 % in accordo a quanto previsto dallo stato limite di salvaguardia della vita. Di seguito si riportano rapidamente, al fine di una maggiore comprensione, le suddette classi:

- **Zona 1** = zona di massima pericolosità sismica, in cui il valore dell'accelerazione orizzontale massima che può essere superato in 50 anni con una probabilità del 10% è almeno pari ad un quarto dell'accelerazione gravitazionale ($a_g > 0.25g$);
- **Zona 2** = zona ad elevata pericolosità sismica ($0.15g < a_g < 0.25g$);
- **Zona 3** = zona in cui raramente si verificano terremoti intensi ($0.05g < a_g < 0.15g$);
- **Zona 4** = zona con il minimo rischio sismico, è responsabilità della regione definire la necessità o meno di una progettazione antisismica ($a_g < 0.05g$);

Di seguito si riporta una mappa riassuntiva che, grazie ad una differenza cromatica, classifica il territorio nazionale nelle appena citate classi di rischio.

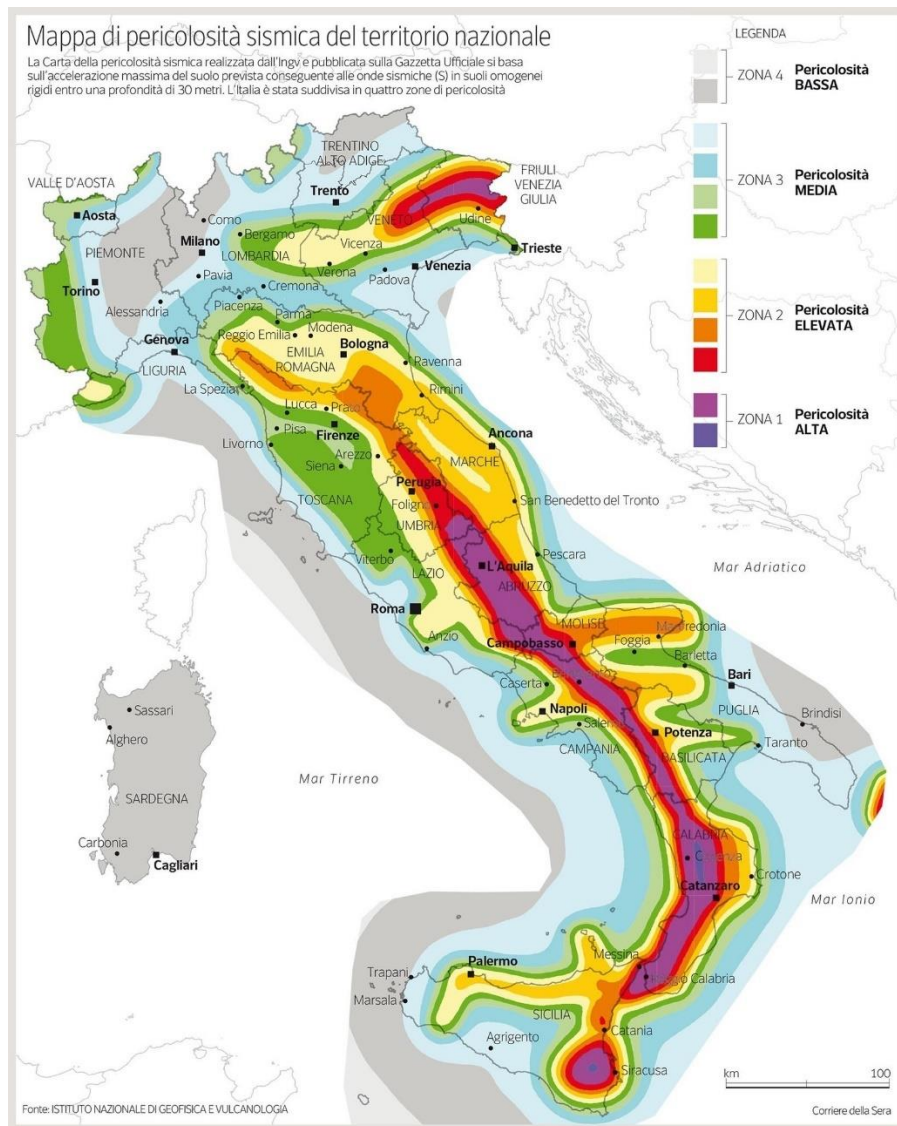


Figura 1. Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

Come si può evincere dalla carta, il maggiore rischio sismico si concentra sulle regioni appenniniche del centro e sud Italia, mentre al nord la pericolosità è generalmente inferiore. Esiste però una lingua di rischio sismico che si estende dal confine sloveno fino alla pianura padana. Nello specifico, la regione Veneto è interessata da aree classificate in tutte e quattro le categorie. Il rischio minimo si ha nella parte meridionale vicino Venezia, mentre cresce verso il confine con il Trentino-Alto Adige, regione in cui torna nuovamente basso. Nel sito in esame, che per dare una rapida idea si può individuare grossolanamente tirando una retta fra Treno e Venezia e prendendo un punto leggermente più a Nord-Est rispetto alla mezzeria di tale retta, ricade in Zona 2 soggetta, dunque, ad elevata pericolosità sismica. Di seguito si riporta un ingrandimento della mappa precedentemente illustrata sfruttando il database open source dell'istituto nazionale di geologia e vulcanologia "INGV" al fine che il lettore possa avere maggiore chiarezza visiva di quanto finora descritto.

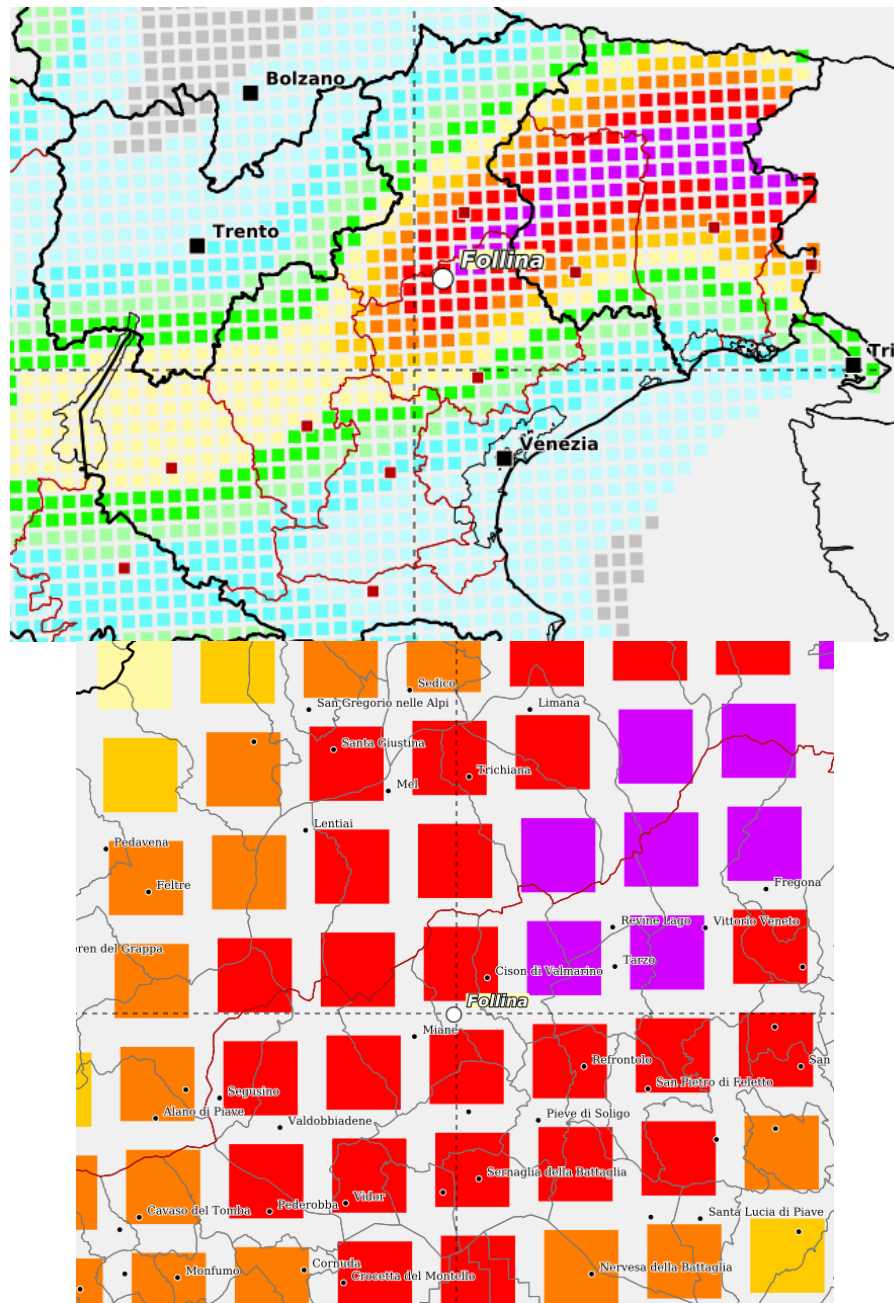


Figura 2. Classificazione di pericolosità sismica dell'area in esame (INGV)

1.2 Descrizione della struttura

L'edificio progettato si sviluppa su quattro piani, di cui i primi tre sono agibili mentre l'ultimo è di copertura non agibile in quanto a falde inclinate.

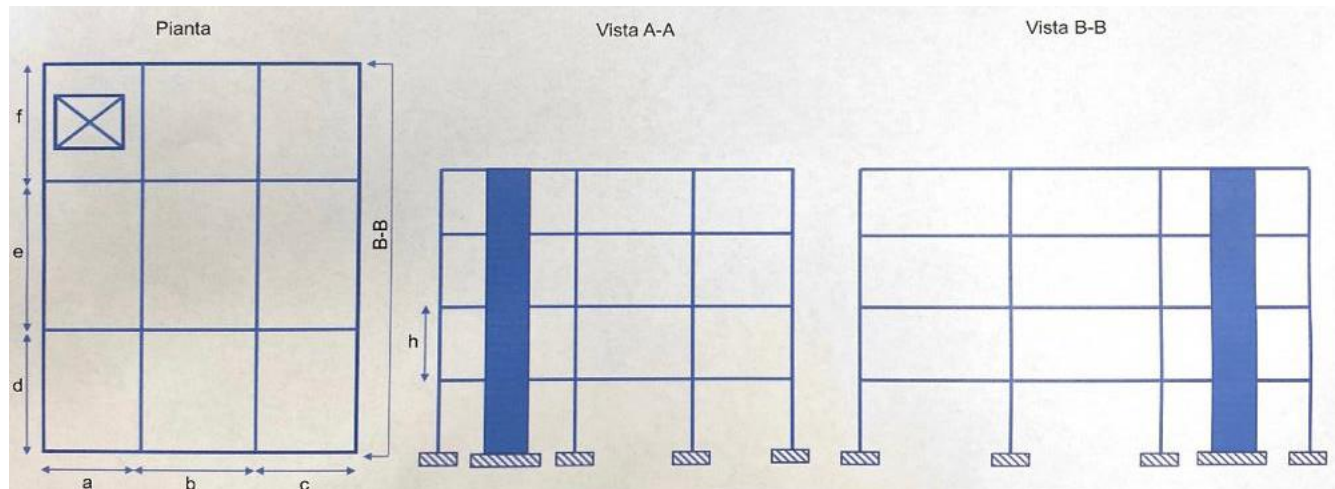
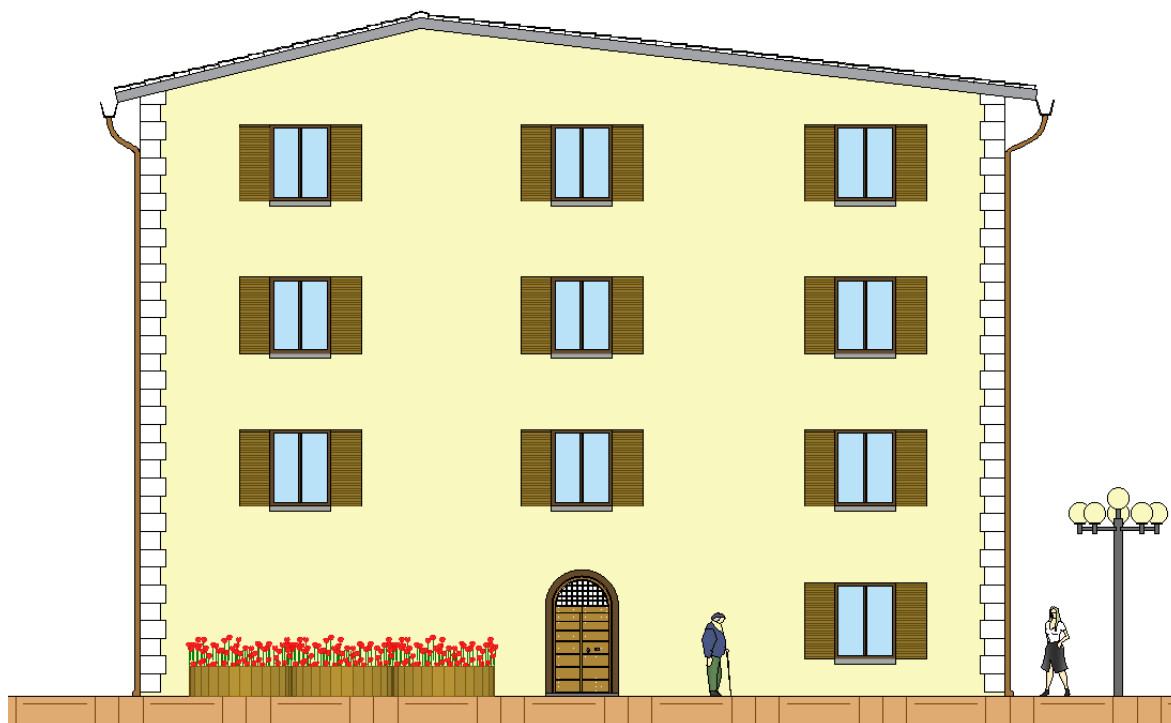


Figura 3. Pianta e sezioni del telaio schematizzato

Come si può notare dall'immagine qui sopra, la struttura presenta una pianta regolare rettangolare e nessuna irregolarità in altezza. L'unica irregolarità è rappresentata dalla presenza di un vano scale ascensore nella maglia nord – occidentale della struttura. Per quanto riguarda le dimensioni della struttura in pianta è necessario indicare che si è riscontrata la necessità di modificare le dimensioni della suddetta maglia al fine di poter realizzare la scala conformemente alle norme vigenti usando solo due rampe anziché tre, se ne riparerà in modo più approfondito nel paragrafo riguardante il progetto del vano scala. Ne segue che le lunghezze indicate nel testo non coincidono, sebbene per molto poco, con quelle del progetto. Si definiscono di seguito le dimensioni delle singole maglie:

- a = 5 metri (era 4.5 metri);
- b = 5 metri;
- c = 6.5 metri;
- d = 6 metri;
- e = 5.5 metri;
- f = 5.5 metri (era 5 metri);

Dunque, la lunghezza complessiva del lato N-S risulta essere di 17 metri, mentre quella del lato W-E di 16.5 metri. L'altezza fra un piano e l'altro, come indicato nella figura 3, è di tre metri, considerata come da interasse trave a interasse trave del piano superiore. Il vano scale ascensore serve, oltre il pian terreno, i tre piano sovrastanti ad eccezione però della copertura che, come detto, non è praticabile. Nella prossima pagina si riportano due prospetti che consentono di avere un'idea più chiara di quella che è la struttura progettata descritta nei prossimi capitoli.



2. Scelta dei materiali

Terminata la doverosa introduzione è tempo di intraprendere la prima fase del progetto. La scelta dei materiali rappresenta un passaggio cardine dal momento che in base ad essa varieranno le proprietà meccaniche della struttura e dunque ne sarà condizionato inevitabilmente tanto il predimensionamento quanto l'analisi dei carichi, così come qualunque altro aspetto progettuale in realtà. Un obiettivo molto importante, che verrà successivamente implementato, della tipologia di materiale, tanto del calcestruzzo quanto dell'acciaio, è la protezione del materiale stesso dal degrado legato agli agenti e fenomeni esterni aggressivi, quali cloruri, carbonatazione o cicli gelo – disgelo. Si vedrà, infatti, come in base alla classe strutturale e a quella del calcestruzzo vengano indicati diverse misure per lo spessore del copriferro. Non avendo ancora implementato il concetto di durabilità nel progetto, si è deciso di optare per un calcestruzzo classe C28/35 per tutti gli elementi strutturali e, per le armature, un acciaio classe B450C. A partire proprio dalla denominazione della classe di calcestruzzo è possibile ottenere la resistenza a compressione cubica caratteristica “ R_{ck} ”, dalla quale si può ricavare quella cilindrica caratteristica “ f_{ck} ” che verrà poi usata nei calcoli. Ancora, da essa si ottiene la resistenza a compressione cilindrica media necessaria per il calcolo del modulo elastico del calcestruzzo, come segue:

$$\begin{cases} f_{ck} = 0,83R_{ck} \\ f_{cm} = f_{ck} + 8 \\ E_c = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \end{cases}$$

La resistenza a trazione media del calcestruzzo invece è così ottenuta:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

Di seguito si riportano i risultati relativi alle proprietà meccaniche di entrambi i materiali.

| Calcestruzzo | | | |
|--|-----------|----------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| * Classe del cls | | C28/35 | |
| Resistenza a compressione cubica | R_{ck} | 35 | MPa |
| Resistenza a compressione cilindrica | f_{ck} | 29.05 | MPa |
| Resistenza a compressione cilindrica di progetto | f_{cd} | 19.37 | MPa |
| Resistenza a compressione cilindrica media | f_{cm} | 37.05 | MPa |
| Resistenza a trazione | f_{ctm} | 2.8 | MPa |
| Modulo elastico | E_c | 32588.11 | MPa |

| Acciaio | | | |
|---------------------------------------|----------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| * Classe di acciaio | | B450C | |
| Tensione caratteristica a snervamento | f_{yk} | 450 | MPa |
| Tensione di progetto a snervamento | f_{yd} | 391.3 | MPa |
| Modulo elastico acciaio | E_s | 210000 | MPa |

Tabella 1. Proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio

3. Predimensionamento

3.1 Solaio interpiano

Il solaio rappresenta un elemento di base e fondamentale per la struttura. Ha funzione sia di interpiano che di copertura ma non solo; infatti, funge anche da calpestio e consente agli elementi strutturali verticali di lavorare assieme. Compito dunque fondamentale del solaio è quello di garantire un collegamento rigido fra gli elementi verticali della struttura al fine di assicurare un comportamento “spaziale”, necessario per l’assorbimento delle forze orizzontali, e trasmettere i carichi alle travi e poi ai pilastri. Infatti, il punto 4.1.9 delle NTC 2018 definisce il solaio come un corpo bidimensionale piano caricato ortogonalmente avente un comportamento resistente prevalentemente monodirezionale. Esistono varie tipologie di solaio, distinte fra loro in base alla tipologia dei materiali adottati, soprattutto quelli di alleggerimento: solai interamente gettati in opera, solai a pannelli e solai con travetti prefabbricati. Per quanto riguarda il progetto in questione si è optato per un solaio in latero – cemento, cioè composto da una parte principale in calcestruzzo unita però ad elementi di alleggerimento in laterizio.

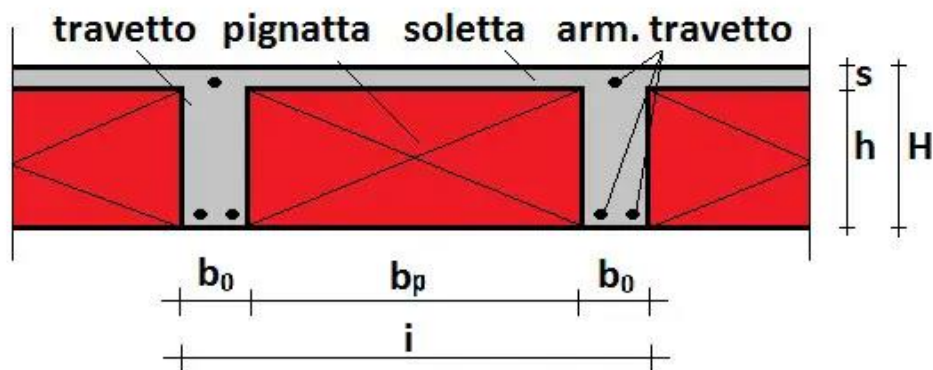


Figura 4. Sezione di un solaio in latero – cemento

Nello specifico, come si può vedere dalla sezione ovviamente schematizzata in figura 4, il solaio è formato da un alternarsi di elementi in calcestruzzo, chiamati “travetti”, di dimensioni $b_0 \times h$, e di elementi in laterizio chiamati “pignatte”, in altre parole mattoni, con funzioni di alleggerimento di dimensioni “ b_p ” e altezza “ h ” pari a quella dei travetti. Sopra a ciò viene gettata una soletta in calcestruzzo di spessore “ s ”, solitamente armata con una rete elettrosaldata. Per quanto riguarda il predimensionamento, si possono seguire due modalità diverse:

1. una “analitica” che studia i comportamenti strutturali d’insieme poiché mirano a soddisfare i requisiti deformativi e di resistenza del solaio;
2. una “empirica” che consiste in indicazioni della normativa che riguardano in modo indiretto la deformabilità di un solaio. Forniscono infatti un limite inferiore all’altezza “ H ” del solaio correlandola alla luce massima del solaio “ L ”, ovviamente in base alle varie orditure;

Si è optato per la seconda opzione ma, prima di parlare nel dettaglio del dimensionamento del solaio, è bene spendere due parole sull'orditura dello stesso. Essa viene effettuata, in una maglia, disponendo i travetti e le pignatte lungo la luce più corta al fine di aumentare la rigidezza del solaio. Nell'edificio in esame emerge una discontinuità nelle orditure dei solai nelle varie maglie, il che tuttavia conferisce alla struttura una resistenza e rigidezza bidirezionale.

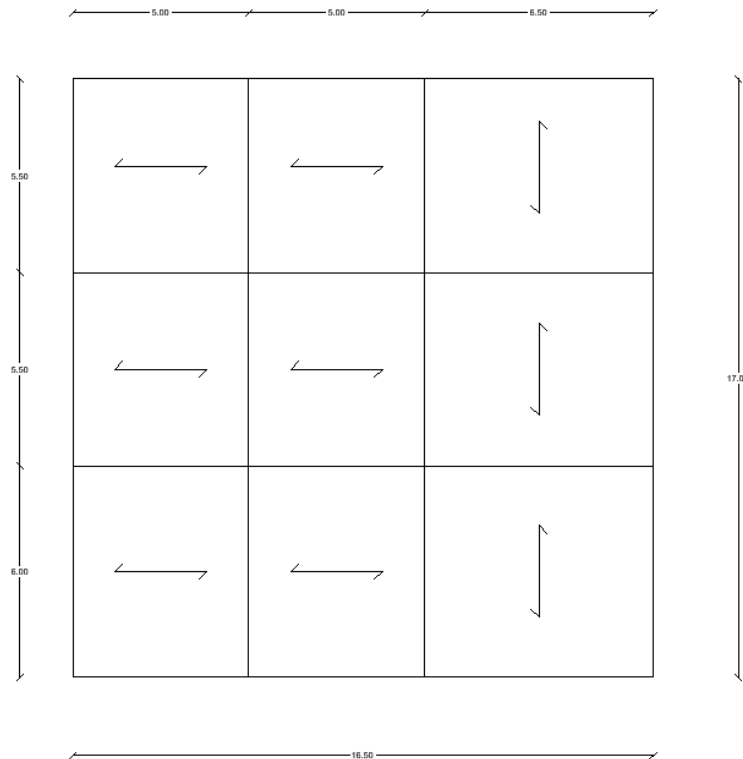


Figura 5. Orditura del solaio

Definita l'orditura del solaio è possibile iniziare a predimensionare il solaio, mediante l'approccio empirico sopra descritto. Esso prevede che l'altezza minima del solaio sia pari a:

$$\begin{cases} H_{min} = \frac{L}{25} \\ H_{min} = \frac{L}{30} \text{ se i travetti sono precompressi} \end{cases}$$

Come è possibile notare dalla figura 5, la luce maggiore seguendo la direzione d'orditura del solaio ammonta a sei metri, il che rende l'altezza minima del solaio pari a 24 centimetri data l'assenza di travetti precompressi. Tale spessore soddisfa automaticamente la condizione imposta dalla normativa per la quale l'altezza del solaio deve superare almeno i 15 centimetri. È necessario predimensionare tutti gli altri elementi che compongono il solaio, quali pignatte, travetti e soletta seguendo le seguenti indicazioni normative:

$$\begin{aligned} s &\geq 4 \text{ cm} \quad \text{dove } s = \text{spessore soletta} \\ i &\leq 15 s \quad \text{dove } i = \text{interasse travetti} \\ \begin{cases} b_0 \geq \frac{1}{8} i \\ b_0 \geq 8 \text{ cm} \end{cases} &\quad \text{dove } b_0 = \text{larghezza travetto} \\ b_p &\leq 52 \text{ cm} \quad \text{dove } b_p = \text{larghezza pignatta} \end{aligned}$$

Si aggiunge inoltre che la larghezza delle pignatte deve essere necessariamente pari e che ovviamente l'altezza delle stesse coincide con quella dei travetti. Per una più chiara visualizzazione della simbologia adottata si rimanda alla figura 4. Di seguito sono riportati le dimensioni scelte per il solaio.

| Solaio interpiano | | | | | |
|-------------------|--------------------|---------|--------|-----------------|-------------|
| | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | Limitazioni |
| * | Altezza solaio | H | 24 | cm | OK |
| * | Spessore soletta | s | 4 | cm | OK |
| * | Interasse travetti | i | 50 | cm | OK |
| * | Larghezza travetto | b_0 | 10 | cm | OK |
| * | Larghezza pignatta | b_p | 40 | cm | OK |
| * | Altezza pignatta | h_p | 20 | cm | |

Tabella 2. Predimensionamento del solaio interpiano

Oltre agli elementi diciamo costituenti del solaio, ne sono ovviamente presenti altri che vanno predimensionati come il massetto, l'isolante termico, l'intonaco interno ed il pavimento, per il quale è stato scelto il parquet. I relativi spessori sono qui sotto riportati:

| | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
|---|------------------------------|----------------|--------|-----------------|
| * | Spessore massetto | s_{mass} | 4 | cm |
| * | Spessore isolante | s_{iso} | 3 | cm |
| * | Spessore intonaco interno | $s_{into,int}$ | 1.5 | cm |
| * | Spessore pavimento (parquet) | s_{pav} | 1 | cm |

Tabella 3. Spessori elementi finitura del solaio

3.2 Travi

Le travi sono gli elementi strutturali orizzontali che svolgono l'importante ruolo di sostenere i carichi a loro trasmessi dal solaio e di trasferirli ai pilastri. Le travi possono essere divise mediante due classificazioni che non hanno nulla a che vedere l'una con l'altra. È possibile classificare le travi in base:

1. Alla loro disposizione rispetto al solaio in:
 - **Portanti**, ovvero le travi che sono ortogonali ai travetti e sulle quali essi scaricano;
 - **Di collegamento**, ovvero le travi che sono parallele ai travetti;
 - **Perimetrali**, ovvero le travi che sostanzialmente hanno un solaio da una parte e niente dall'altra;
2. Alla loro altezza rispetto a quella del solaio in:
 - **Emergenti**, ovvero le travi con un'altezza maggiore dello spessore del solaio;

- **A spessore**, ovvero le travi con un'altezza pari allo spessore del solaio;

Si premette che, onde evitare di avere oggetti con rigidità diversa a contatto fra loro perché porterebbe a fessurazioni, fra i travetti e le travi viene effettuato un getto di calcestruzzo chiamato "fascia piena". Inoltre, le travi di collegamento portano ovviamente una parte del carico, sebbene minore, ma il loro scopo principale è quello di collegare due solai adiacenti. Una trave perimetrale può ragionevolmente essere portante, come nel caso dell'edificio progettato, in base all'orditura del solaio. Le travi, che siano portanti, di collegamento o perimetrali possono essere tanto emergenti quanto a spessore. Dati gli elevati carichi agenti sulla struttura, è stato deciso di adottare travi emergenti a sezione rettangolare per tutte le tipologie di travi. In tale caso il predimensionamento è dettato prevalentemente dalla luce massima delle travi, che in questo caso risulta essere di 650 centimetri. Un criterio grossolano per il predimensionamento dell'altezza di una trave emergente è il seguente:

$$H_{min} = \frac{L}{10 \div 12}$$

Nello specifico, al fine di essere maggiormente cautelativi, si è scelto di dividere la luce massima per dieci anziché dodici così da avere un'altezza minima maggiore. Questa risulta essere di 65 centimetri sia per le travi portanti che perimetrali dato che alcune travi perimetrali sono anche portanti, si è dunque optato per travi di altezza pari a 70 centimetri. Per le travi di collegamento, invece, la luce massima è di 500 centimetri, conseguentemente l'altezza minima di tali travi ammonta a 50 centimetri. Per tali elementi è stato scelto il valore minimo dell'altezza. Per quanto riguarda il predimensionamento della base, l'unica condizione da imporre è che essa sia compresa fra i 20 e i 40 centimetri. Dal momento che il valore più comunemente utilizzato per la base delle travi emergenti è di 30 centimetri è stato scelto tale valore. Inoltre, come si vedrà nell'apposito paragrafo più avanti, la larghezza della trave è bene che coincida con quella del pilastro. Si riportano i valori scelti.

| Travi portanti | | | |
|------------------------|------------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| * Luce massima | L_{max} | 650 | cm |
| * Altezza trave minima | $h_{t,port,min}$ | 65 | cm |
| * Altezza trave | $h_{t,port}$ | 70 | cm |
| * Base trave | $b_{t,port}$ | 30 | cm |
| Dimensioni | 30 x 70 | | |

| Travi perimetrali | | | |
|------------------------|-----------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| * Luce massima | L_{max} | 650 | cm |
| * Altezza trave minima | $h_{t,per,min}$ | 65 | cm |
| * Altezza trave | $h_{t,per}$ | 70 | cm |
| * Base trave | $b_{t,per}$ | 30 | cm |
| Dimensioni | 30 x 70 | | |

| Travi di collegamento | | | |
|------------------------|------------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| * Luce massima | L_{max} | 500 | cm |
| * Altezza trave minima | $h_{t,coll,min}$ | 50 | cm |
| * Altezza trave | $h_{t,coll}$ | 50 | cm |
| * Base trave | $b_{t,coll}$ | 30 | cm |
| Dimensioni | 30 x 50 | | |

Tabella 4. Predimensionamento delle travi

Come si vedrà in seguito nel paragrafo inerente alla progettazione del vano scala – ascensore, è prevista anche una trave di testata, ma il suo dimensionamento verrà trattato in seguito. Data la configurazione e le dimensioni in pianta delle varie maglie del telaio risulta una prevalenza di travi portanti e perimetrali, ciò ovviamente dovuto da una non linearità nell’orditura dei solai: le travi di collegamento sono infatti appena quattro. Si riporta una pianta in cui è possibile distinguere, oltre all’orditura del solaio, le tre tipologie di travi distinte dal colore: rosso per le portanti, verde per le perimetrali e blu per quelle di collegamento. Le travi sono inoltre numerate coerentemente a quanto poi si farà in seguito.

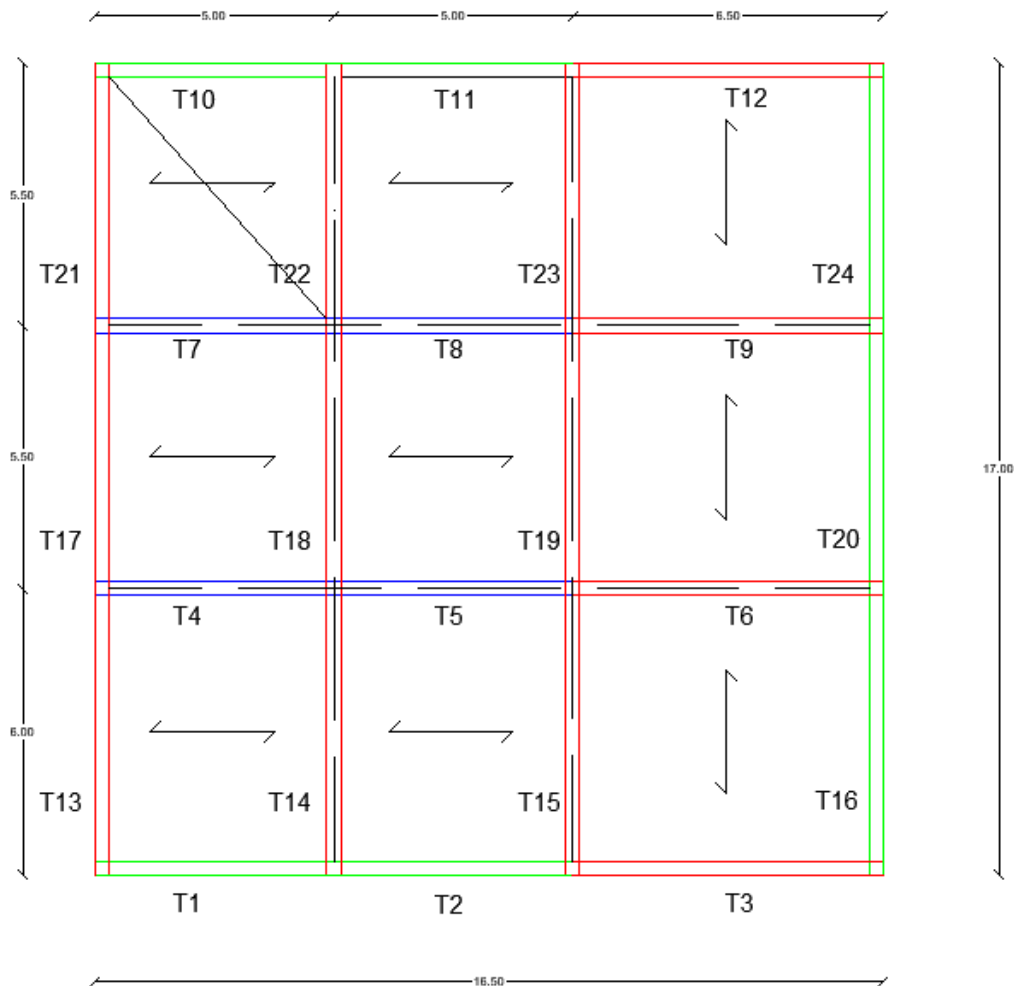


Figura 6. Pianta con orditura del solaio e classificazione delle travi

3.3 Tamponature

I muri di tamponamento, o tamponature, altro non sono se non i muri perimetrali di un edificio, vale a dire quelli che separano l’ambiente interno da quello esterno. Corrono inquadrati fra le travi perimetrali ed i pilastri e non servono a sostenere i carichi, bensì a realizzare le chiusure verticali esterne di un edificio a telaio. All’interno delle tamponature, che devono dunque essere solo in grado di

sostenere il proprio peso, si ricavano aperture per porte e finestre, di cui se ne tiene conto con un opportuno coefficiente.

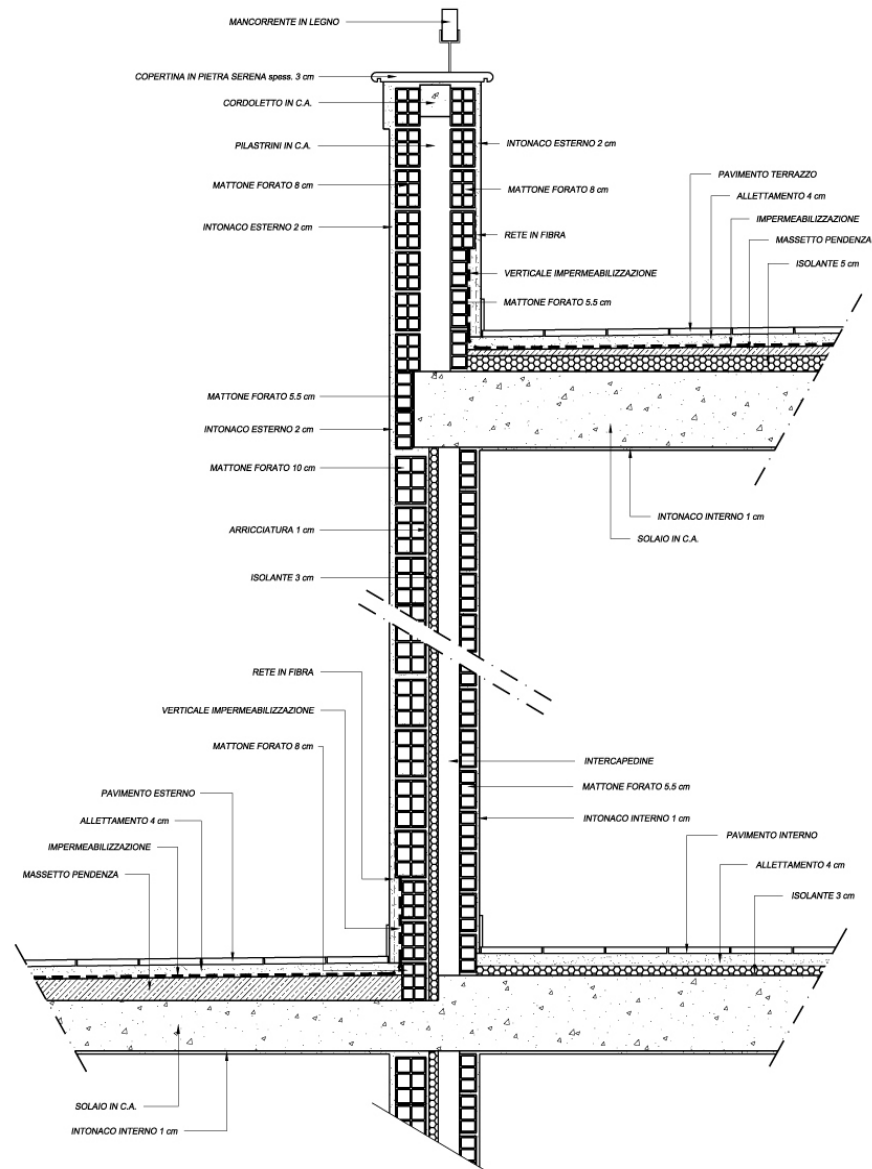


Figura 7. Particolare tipo della tamponatura esterna con superficie esterna rifinita ad intonaco

Qui sopra è riportata una sezione tipo della tipologia di tamponatura adottata nel presente progetto. Si premette che tale sezione non rappresenta alla lettera la tamponatura usata, che ne risulta però fortemente ispirata. Essa si compone dei seguenti elementi:

- Muratura in mattoni forati;
- Strato di intonaco interno;
- Strato di rinzafo liscio, ovvero uno strato di intonaco molto grossolano necessario a preparare la parete ad accogliere lo strato di intonaco successivo. Ha il compito di riempire giunti ed

eventuali cavità al fine di rendere più omogenea la superficie sulla quale verrà poi applicato l'intonaco, che è a grana più fine;

- Strato isolante;
- Collante per rivestimento;
- Strato di intonaco esterno;

La tamponatura, al netto dell'altezza delle travi dalle quali è confinata verticalmente risulta essere alta 226 centimetri. Si è scelto un coefficiente riduttivo per le aperture pari a 0.8, come si può vedere nelle dimensioni di seguito riportate.

| Tamponature interpiano | | | | |
|------------------------|--|----------------------------|--------|-----------------|
| | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| * | Altezza interpiano | h_{piano} | 300 | cm |
| | Altezza tamponatura in mattoni per piano | $h_{\text{tamp,mat,pian}}$ | 226 | cm |
| * | Spessore muratura in mattoni forati | s_{matt} | 25 | cm |
| * | Spessore intonaco interno | $s_{\text{into,int}}$ | 1.5 | cm |
| * | Spessore rinzafo liscio | s_{rinzafo} | 1 | cm |
| * | Spessore isolante | s_{isolante} | 8 | cm |
| * | Spessore collante per rivestimento | s_{collante} | 0.4 | cm |
| * | Spessore intonaco esterno | $s_{\text{into,est}}$ | 1.5 | cm |
| | Coefficiente di incidenza delle aperture | ψ | 0.8 | - |

Tabella 5. Predimensionamento delle tamponature.
(Il segno viola indica che il coefficiente di incidenza delle aperture considera solamente le finestre)

3.4 Tramezzature

La tramezzatura è la componente edilizia costituita da una parete verticale che ha la funzione di suddividere in vani gli spazi interni, delimitati dai muri perimetrali dell'edificio. È generalmente realizzata con elementi di spessore limitato e non rientra nelle componenti strutturali portanti. Nel caso della struttura in esame si è scelto di adottare dei mattoni marca "Proton" spessi 12 centimetri. È previsto in aggiunta uno strato di intonaco esterno ed interno. Di seguito si riportano le dimensioni.

| Tramezzatura | | | | |
|--------------|---------------------------|-----------------------|--------|-----------------|
| | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| * | Spessore mattoni | s_{matt} | 12 | cm |
| * | Spessore intonaco interno | $s_{\text{into,int}}$ | 1.5 | cm |
| * | Spessore intonaco esterno | $s_{\text{into,est}}$ | 1.5 | cm |
| | Spessore totale | s_{tot} | 15 | cm |

Tabella 6. Predimensionamento delle tramezzature

3.5 Vano scala – ascensore

Il progetto del vano scala – ascensore ha rappresentato senza dubbio un punto di criticità del progetto, tanto da addirittura richiedere una modifica delle dimensioni della maglia che lo ospita. Ma andiamo con ordine. La scala è l'elemento strutturale che consente l'accesso fra un piano ed un altro di un edificio e può svolgersi, come nel caso in esame, attorno ad un setto rigido che ospita l'ascensore. Esistono due principali tipologie di scale:

1) Scale con gradini a ginocchio

In questo caso i gradini assumono una funzione portante, hanno luce compresa fra gli 80 centimetri e i 1.20 metri e possono essere schematizzati come una mensola incastrata nella trave detta "a ginocchio" che corre parallela alla scala o in eventuali setti. Tali gradini sono soggetti a flessione deviata ed i pianerottoli possono essere visti come semplicemente appoggiati alle travi a ginocchio;

2) Scale con soletta rampante

In quest'altro caso, invece, i gradini hanno solamente un ruolo funzionale e non portante. Sotto i gradini è presente una soletta, appunto rampante, di spessore fra i 4 e i 5 centimetri e larghezza compresa fra il metro ed il metro e mezzo. I gradini, dunque, costituiscono parte del peso proprio della scala e possono essere realizzati in muratura o in cemento armato. La soletta, invece, può essere interamente realizzata in cemento armato o alleggerita con elementi in laterizio come pignatte o tavelloni;

Nel caso del progetto in analisi si è scelta la seconda tipologia di scala, ovvero quella a soletta rampante. Una scala si può realizzare dunque in vari modi, ma la prima cosa assolutamente da considerare sono le misure: l'altezza da superare, il numero di gradini e lo sviluppo in pianta. Per quanto riguarda la prima misura, dal progetto si può ricavare che tale valore sia pari a 3 metri. Il numero di gradini è figlio di tale informazione, dovendo però considerare un giusto rapporto fra alzata e pedata del gradino affinché la salita e la discesa della scala risulti confortevole all'utente. La normativa indica, a tal fine, l'utilizzo della formula di Blondel:

$$2a + p = 62 \div 64 \text{ cm}$$

Dove "a" rappresenta l'alzata mentre "p" la pedata entrambe espresse in centimetri. Tale formula, tuttavia, presenta delle limitazioni nelle piccolissime alzate per i piccoli dislivelli poiché fornisce valori inaccettabili, ma non è il caso in esame. Questa formula va correlata con altre indicazioni normative, che faranno ben comprendere l'origine dei problemi affrontati: la prima è che la pedata minima prevista dalla norma attualmente vigente è di 30 centimetri, il che ovviamente limita il range di valori usabili dell'alzata. La seconda riguarda invece i pianerottoli, la cui larghezza non deve essere inferiore ai 120 centimetri e comunque non inferiore alla larghezza della rampa delle scale. Detto ciò, originariamente la maglia che ospita il vano scala – ascensore aveva una lunghezza (intesa come nel lato N – S) di 5 metri e una larghezza di 4.5 metri. Tali misure, però, fanno riferimento ai fili fissi, dunque alla distanza fra l'estradosso del pilastro esterno e la mezzeria del pilastro successivo. Per poter correttamente progettare la scala è stato dunque necessario determinare le reali dimensioni nette della maglia, sottraendo a ciascuna misura da una parte 30 centimetri, vale a dire l'intera larghezza della trave, e dall'altra 15 centimetri, cioè la metà di tale dimensione. Così facendo si ottengono le reali dimensioni

di 4.55 metri di lunghezza e 4.05 metri di larghezza. A tale lunghezza, per soddisfare le richieste normative, vanno sottratte le lunghezze minime dei due pianerottoli (quello d'accesso e quello intermedio) che ammontano a 120 centimetri ciascuno; si arriva dunque a una lunghezza netta di 215 centimetri, che equivale allo sviluppo in pianta della scala. Si è ommesso di dire che ovviamente le due rampe di scale sono state orientate nel lato lungo della maglia e che lo spessore dei setti del vano ascensore è stato assunto pari a 20 centimetri come previsto dalle NTC18 (7.4.6.1.4). Il dislivello da compiere con una rampa, e dunque fino al pianerottolo intermedio, è di 150 centimetri ipotizzando ragionevolmente di avere due rampe uguali fra loro. Noti tutti i dati è possibile determinare i valori di alzata e pedata. Il problema è che si ha un'elevazione da coprire abbastanza importante se relazionata allo sviluppo orizzontale, limitato dalle dimensioni minime dei due pianerottoli. L'obiettivo è di avere la pedata più piccola e l'alzata più grande possibile: fissando il valore di "p" sul minimo pari a 30 centimetri, scegliendo 64 centimetri al fine di ottenere un'alzata ammissibile maggiore e invertendo la formula si ottiene:

$$\begin{aligned}2a + 30 &= 64 \\2a &= 64 - 30 = 34 \\a &= \frac{34}{2} = 17 \text{ cm}\end{aligned}$$

Per conoscere il numero minimo di gradini necessari per coprire lo sviluppo orizzontale basta dividere tale valore per quello della pedata, entrambi in centimetri:

$$\frac{215}{30} = 7.1667 \text{ gradini}$$

Tralasciando il disagio relativo a non avere un numero di gradini intero, che comporterebbe la realizzazione di un solo gradino leggermente più grande degli altri, se si moltiplica tale numero per l'alzata di un gradino si ottiene quanto sviluppo in altezza si copre con tali gradini:

$$7.1667 \times 17 = 121.833 \text{ cm}$$

Ecco allora mostrato il problema: se si assume la pedata minima prevista dalla norma, si riesce a coprire lo sviluppo orizzontale ma non l'elevazione, se si va ad aumentare l'alzata necessariamente la pedata diminuisce, contrastando le indicazioni normative. Ne risulta che in una maglia con tali dimensioni non è possibile realizzare una scala con due rampe uguali fra loro. Sono state però pensate due soluzioni progettuali che, nonostante non sono state adottate ai fini del progetto, risulta comunque interessante analizzare:

1) Scala con due rampe e gradini sul pianerottolo intermedio

Sebbene quanto appena scritto sia abbastanza auto-esplicativo, si è pensato di adottare un numero intero di gradini con pedata pari al valore minimo previsto. Dato che, come mostrato precedentemente, il minimo per coprire lo sviluppo orizzontale erano poco più di sette gradini con $p = 30 \text{ cm}$ e $a = 17 \text{ cm}$, è ovvio che non si possono prendere meno di sette gradini. Sono stati scelti otto gradini che, avendo ciascuno pedata 30 cm, coprono uno sviluppo orizzontale di 210 centimetri. Ciò può sembrare errato, ma risulta chiaro una volta compreso che l'ultimo gradino di una scala è in realtà rappresentato dal pianerottolo stesso e dunque non è stato considerato nello sviluppo orizzontale della rampa. Come già dimostrato, per rispettare la formula di Blondel, avendo una pedata di 30 cm si deve necessariamente

avere un'alzata di 17 cm; che, per otto gradini, copre un'elevazione di 136 centimetri. Avendo allungato la rampa di 10 centimetri, lo stesso effetto lo subisce il vano dell'ascensore. Ipotizzando due rampe con tali caratteristiche, l'elevazione totale coperta arriva a 272 centimetri. Mancano dunque 28 centimetri per arrivare al piano superiore, che verranno sfruttati sul pianerottolo intermedio. È possibile, infatti, introdurre su di esso, ovviamente centrati, due gradini di altezza pari a 14 centimetri. Per amor di brevità si omette il calcolo della formula di Blondel, dalla quale si ottiene che la pedata corrispondente è di 36 centimetri. In tal maniera si riescono a sfruttare efficacemente gli spazi, avendo anche un vano ascensore i cui setti sono larghi 30 centimetri e con dimensioni interne, al netto appunto dei setti, di 180 x 150 centimetri, poco sopra a quelle minime previste.

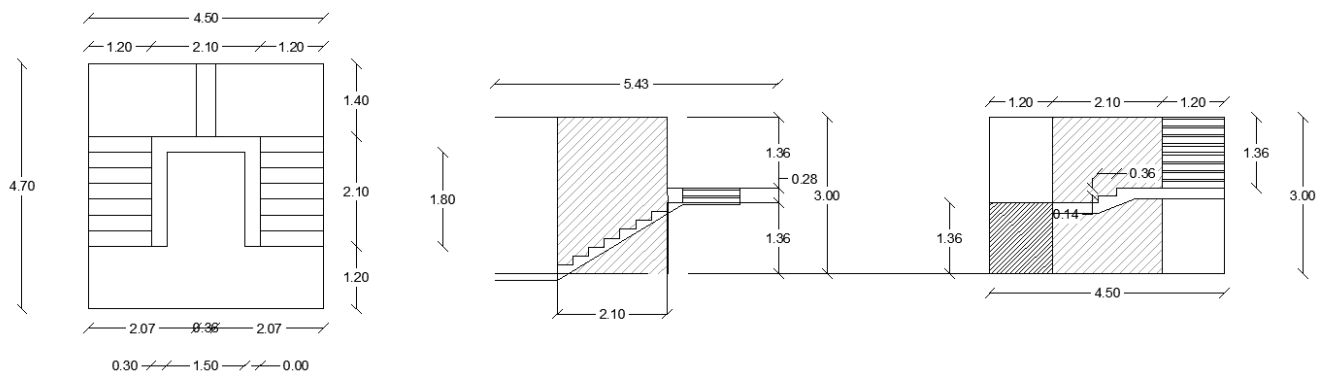


Figura 8. Proposta di scala con gradini sul pianerottolo intermedio

2) Scala a chiocciola

Sicuramente una soluzione più estetica rispetto alla precedente, ma in realtà anche progettualmente più semplice. Prevedendo infatti una scala a chiocciola in un vano rettangolare al cui centro si ubica il vano ascensore, è possibile sfruttare tutta l'elevazione senza dover passare per pianerottoli intermedi. Questo riduce il problema del connubio fra lo sviluppo orizzontale e verticale assieme alla relazione fra alzata e pedata. Dovendosi preoccupare solamente di quest'ultimo vincolo, è possibile dividere l'elevazione, in centimetri, per un'alzata tale da ottenere un numero intero di gradini. Nella fattispecie s'è scelto $a = 15\text{cm}$, di conseguenza si ottiene che $p = 34\text{ cm}$, per un totale di venti gradini. I primi gradini risultano per così dire dritti e a partire dal terzo iniziano a girare attorno al setto dell'ascensore, che ha spessore 20 centimetri. Le dimensioni interne dell'ascensore sono di 200 x 150 cm. Ovviamente sono state rispettate le larghezze minime dei gradini previsti per questo tipo di scala.

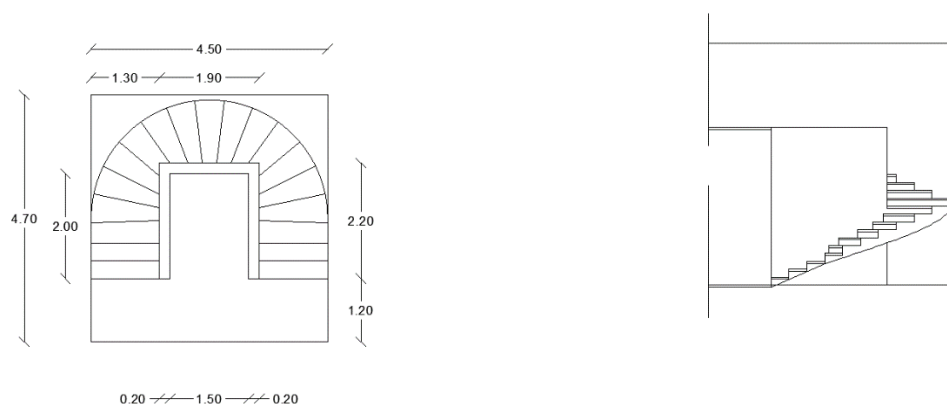


Figura 9. Proposta di scala a chiocciola in vano rettangolare

A causa di difficoltà di modellazione e realizzative, si è optato di non adottare nessuna delle due soluzioni avanzate a favore di una modifica delle dimensioni della maglia in cui è ospitato il vano scala – ascensore. È stato seguito il seguente ragionamento: l’elevazione da coprire per raggiungere il primo pianerottolo è di 150 centimetri; noto ciò si è scelto un numero intero di gradini così da ricavare l’alzata di ciascun gradino. Dovendo pur sempre rispettare la condizione per cui la pedata ricavata dalla formula inversa di Blondel debba risultare almeno pari a 30 centimetri, si è scelto di usare nove gradini, la cui alzata conseguentemente è di 16.67 centimetri. Assunta una pedata di 30 centimetri si può vedere come la formula di Blondel sia soddisfatta:

$$2(16.67) + 30 = 33.34 + 30 = 63.34 \text{ cm}$$

Tenendo sempre a mente che l’ultimo gradino è in realtà il pianerottolo stesso, ciascuna rampa si estende orizzontalmente per 240 centimetri e ovviamente 150 in elevazione. Una volta definita la geometria delle rampe è il turno dei pianerottoli: la dimensione minima è di 120 cm e non inferiore alla larghezza della rampa, la cui dimensione minima è di un metro. Allargando di appena mezzo metro in lunghezza e larghezza la maglia in cui si trova il vano scale ascensore (550 x 500 pilastri compresi) è possibile ottenere un pianerottolo d’accesso largo ben 135 cm e uno intermedio di 130 cm, entrambi dunque sopra il limite normativo. Quest’ultimo valore condiziona la larghezza delle scale che quindi va imposta a 130 centimetri. Ne segue che, scegliendo dei setti per l’ascensore di 30 centimetri di spessore, le sue dimensioni interne risultano di 210 x 135 centimetri.

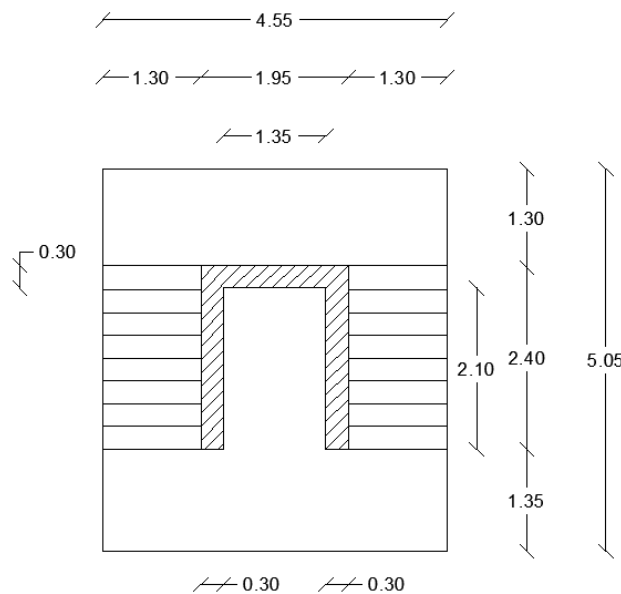


Figura 10. Pianta della proposta progettuale adottata per il vano scala - ascensore

3.6 Fasce piene

Le fasce piene hanno la funzione di accrescere la dimensione della base della sezione resistente in corrispondenza degli appoggi, al fine di migliorare il comportamento della sezione e renderla adeguata alle sollecitazioni di flessione e taglio. Per quanto riguarda il progetto in esame il calcolo delle fasce piene è stato effettuato, in assenza ancora delle verifiche, calcolando quanti set pignatta – travetto – pignatta entrano ortogonalmente all'orditura di ciascun solaio, ovviamente come numeri interi. Questo per quanto riguarda le fasce piene che corrono parallelamente all'orditura del solaio, che risultano di due misure, comune vicine fra loro, pari a sette centimetri e mezzo e quindici centimetri, in base ai casi. Longitudinalmente, invece, sono state scelte in modo arbitrario, pari a 30 centimetri.

3.7 Copertura

Data l'ubicazione dell'edificio progettato in una regione dell'Italia settentrionale sovente interessata da nevicate, si è deciso di non realizzare una normale copertura piana bensì inclinata al fine di ridurre il carico neve. Questo ovviamente modifica radicalmente il predimensionamento della suddetta copertura che non risulterà più analoga ai solai interpiano con al limite aggiunte di isolanti termici e impermeabilizzanti. Ma andiamo con ordine. Il solaio del quarto piano, corrispondente a quella che avrebbe dovuto essere la copertura piana praticabile, diventa ora impraticabile tant'è che il nucleo scale – ascensore si ferma al piano sottostante ed assume la funzione di sostenere la sovrastante copertura inclinata ovviamente anch'essa non praticabile. Il solaio del quarto piano risulta del tutto analogo ai solai dei piani sottostanti con l'assenza, però, delle tamponature esterne. Al posto loro sono presenti delle sorte di piccole pareti in mattoni forate che consentono la trasmissione dei carichi verticali dalla copertura alle travi del solaio sottostante, oltre che a quelle perimetrali. Tali pareti sono state dunque posizionate in corrispondenza delle travi del solaio, al fine di evitare di porle in mezzo alla

luce il che avrebbe indotto grossi sforzi flessionali. Ne risulta ragionevolmente che la copertura non sarà simmetrica. Lo schema di base adottato è stato il seguente.

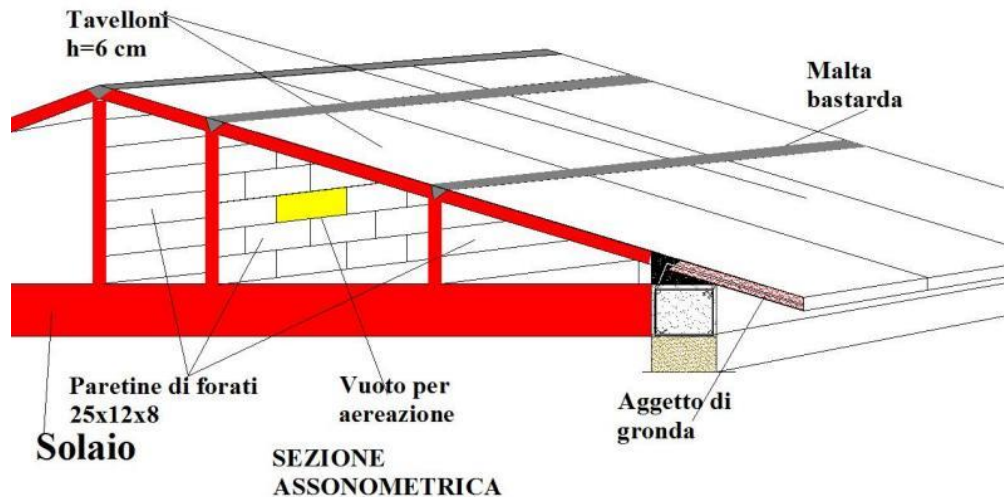


Figura 11. Schema di copertura a due falde

Per quanto riguarda l'orientamento della copertura si è scelto il lato complessivamente più corto della struttura, sebbene la differenza fra uno e l'altro sia di appena mezzo metro. Una volta scelta la fila di travi in corrispondenza delle quali la copertura avrà il suo vertice (T7-T8-T9), è stato scelto arbitrariamente un angolo alla base. Dal momento che il sito in esame nonostante si trovi nel Nord Italia, comunque, risiede a basse quote e che la normativa per doppie falde con angoli alla base inferiori a 30° prevede di usare le stesse formule delle coperture piane, s'è scelto un angolo alla base di 10° . Sfruttando la regola dei seni è stato possibile calcolare l'altezza massima della copertura, che è stata arrotondata poi a 134 centimetri. Avendo impostato l'altezza sono stati ricalcolati gli angoli di falda e successivamente le lunghezze delle due falde inclinate. Entrambi gli angoli risultano essere largamente inferiori a 30 gradi. Noto ciò è stato possibile calcolare l'altezza delle pareti di supporto, la principale è presto definita come l'altezza massima della copertura, l'altra invece si ottiene da calcoli trigonometrici. Lo spessore di tali pareti è stato arbitrariamente fissato a otto centimetri.

| Solaio copertura a due falde | | | | |
|---|------------------------------|--------------|-----------------|-------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | Limitazioni |
| * Altezza solaio | H | 24 | cm | OK |
| * Spessore soletta | s | 4 | cm | OK |
| * Interasse travetti | i | 50 | cm | OK |
| * Larghezza travetto | b_0 | 10 | cm | OK |
| * Larghezza pignatta | b_p | 40 | cm | OK |
| * Altezza pignatta | h_p | 20 | cm | |
| * Lunghezza lato corto edificio | L_{corto} | 1650 | cm | |
| * Lunghezza falda 1 sul piano orizzontale | $L_{falda,1,orizz}$ | 550 | cm | |
| * Angolo scelto di falda 1 | α_1 | 10 | ° | |
| Angolo scelto di falda | α_1 | 0.2 | rad | |
| Angolo opposto | β | 80.0 | ° | |
| Angolo opposto | β | 1.4 | rad | |
| Altezza tetto | h | 97.0 | cm | |
| * <u>Arrotondamento</u> | <u>h</u> | <u>134.0</u> | <u>cm</u> | |
| Lunghezza lato 1 inclinato | b_1 | 566.1 | cm | |
| <u>Angolo di falda</u> | <u>α_1</u> | <u>0.2</u> | <u>rad</u> | |
| <u>Angolo di falda</u> | <u>α_1</u> | <u>13.7</u> | <u>°</u> | |
| * Lunghezza falda 2 sul piano orizzontale | $L_{falda,2,orizz}$ | 1150 | cm | |
| Lunghezza lato 2 inclinato | b_2 | 1157.8 | cm | |
| <u>Angolo scelto di falda 2</u> | <u>α_2</u> | <u>0.116</u> | <u>°</u> | |
| <u>Angolo scelto di falda</u> | <u>α_2</u> | <u>6.6</u> | <u>rad</u> | |
| Distanza paretina 1 - paretina 2 | d_{1-2} | 550 | cm | |
| Altezza prima paretina | $h_{paretina,1}$ | 134.0 | cm | |
| Altezza seconda paretina | $h_{paretina,2}$ | 71.1 | cm | |
| * Spessore paretine | $s_{paretine}$ | 8 | cm | |

Tabella 7. Predimensionamento copertura a due falde - Calcoli geometrici

Una volta ben predimensionato l'aspetto geometrico è possibile concentrarsi su l'aspetto architettonico. Per il progetto si è preso spunto dalla seguente sezione.

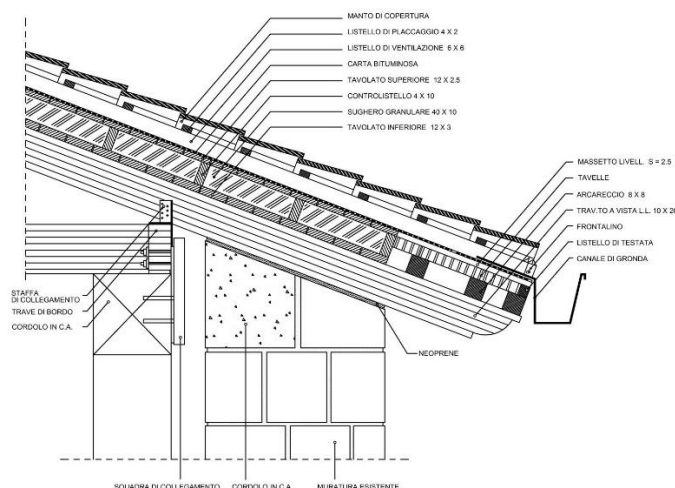


Figura 12. Sezione di una copertura a due falde

Le dimensioni adottate sono le stesse riportate nella sezione, come si può vedere qui di seguito.

| | | | |
|------------------------------|-----------------------------|------|----|
| * Base travetto a vista | B_{travetto} | 10.0 | cm |
| * Altezza travetto a vista | H_{travetto} | 11.0 | cm |
| * Base tavolato inferiore | B_{tavolato} | 12 | cm |
| * Altezza tavolato inferiore | H_{tavolato} | 3 | cm |
| * Base sughero granulare | B_{sughero} | 40.0 | cm |
| * Spessore sughero granulare | S_{sughero} | 10.0 | cm |
| * Base controlistello | $B_{\text{controlistello}}$ | 4 | cm |
| * Altezza controlistello | $H_{\text{controlistello}}$ | 10 | cm |
| * Base tavolato superiore | B_{tavolato} | 12.0 | cm |
| * Altezza tavolato superiore | H_{tavolato} | 2.5 | cm |

Tabella 8. Predimensionamento copertura a due falde – Architettura

4. Analisi dei carichi

Una volta completato il predimensionamento degli elementi strutturali è possibile procedere con il secondo fondamentale passaggio, ovvero l'analisi dei carichi dei suddetti elementi.

4.1 Tramazzature

L'analisi dei carichi delle tramezzature può essere fatta molto rapidamente costruendo la seguente tabella.

| Analisi dei carichi | | | | |
|--|----------|--------------------|-----------------|-----------------|
| Elemento | Spessore | Larghezza al metro | Peso al mq | Totale |
| (-) | (m) | (m) | kN/m^3 | kN/m^2 |
| Muratura in mattoni forati | 0.12 | 1 | 9 | 1.08 |
| Intonaco interno | 0.015 | 1 | 12 | 0.18 |
| Intonaco esterno | 0.015 | 1 | 12 | 0.18 |
| Arrotondamento | | | | 0.06 |
| | | | | 1.5 |
| Moltiplico altezza | | | | 4.05 |
| * <u>Carico per unità di superficie q_2</u> | | | | <u>2</u> |

Tabella 9. Analisi dei carichi tramezzatura

Banalmente il calcolo si esegue moltiplicando gli spessori dei vari elementi costitutivi per la lunghezza al metro, che risulta ovviamente unitaria dato che la tramezzatura è un elemento continuo, e ancora per il peso specifico dei suddetti materiali. Dopo di che si moltiplica tale valore per l'altezza della tramezzatura. Ciò fornisce il carico della tramezzatura per unità di lunghezza. Questo risulterà particolarmente ostico da aggiungere ai carichi dei solai che saranno invece tutti per unità di superficie. Al fine di effettuare la conversione si può utilizzare la tabella prevista dalle NTC 2018 (3.1.3): si entra nella tabella con il valore del carico per unità di lunghezza trovato e si vede in che range di valori si rientra. Ciascuno di essi è correlato ad uno specifico valore " g_2 " di carico per unità di superficie, che sarà quello che verrà poi considerato. Nel caso in esame si rientra nell'ultimo range. In pratica si sta

prendendo il carico delle tramezzature al metro lineare e, dato che non sono distribuite su tutto il solaio, lo si sta spalmando come se lo fossero.

| | |
|--|-----------------------------|
| - per elementi divisorii con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$ |
| - per elementi divisorii con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$ |
| - per elementi divisorii con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$ |
| - per elementi divisorii con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$ |
| - per elementi divisorii con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: | $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$ |

(NTC) 3.1.3

Figura 13. Tabella della normativa per i carichi delle tramezzature

4.2 Solaio Interpiano

I carichi agenti su un solaio interpiano possono essere divisi in due grandi categorie:

- 1) Carichi permanenti: tutti quei carichi legati al peso, ai materiali di finitura, ai parapetti se ci si trova in una copertura praticabile e via scorrendo;
- 2) Carichi variabili: sono invece quei carichi legati alla destinazione d'uso o, in caso di coperture, all'azione del carico neve;

Fra i due sicuramente i più interessanti sono i primi, che a loro volta possono essere suddivisi in:

- Peso proprio: composto dalla somma dei contributi di soletta, travetti e pignatte;
- Sovraccarichi permanenti: composti dalla somma dei contributi di intonaco, massetto, pavimento e tramezzature;

Per il calcolo di un qualunque carico è necessario come prima cosa definire il peso specifico dei materiali che verranno utilizzati. A tal proposito, onde evitare inutili ripetizioni, vengono ora definiti i pesi specifici anche di quei materiali che verranno adoperati per elementi trattati successivamente.

| Materiali | | |
|------------------------------|------|-----------------|
| * Peso cls | 25 | kN/m^3 |
| * Peso pignatta | 8 | kN/m^3 |
| * Peso sughero | 3.5 | kN/m^3 |
| * Peso massetto | 20 | kN/m^3 |
| * Peso parquet | 7.8 | kN/m^3 |
| * Peso mattoni Porton | 9 | kN/m^3 |
| * Peso intonaco | 12 | kN/m^3 |
| * Peso legno | 8 | kN/m^3 |
| * Peso rinzafo | 16.2 | kN/m^3 |
| * Peso collante rivestimenti | 10 | kN/m^3 |
| * Peso marmo | 26 | kN/m^3 |

Tabella 10. Peso specifico materiali

Per calcolare il peso proprio si può effettuare il seguente ragionamento: il valore caratteristico del peso proprio di un solaio è dato dalla somma delle componenti di soletta, travetti e pignatte.

$$G_{sk} = g_s + g_t + g_p$$

Dove:

$$\begin{aligned} g_s &= 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times s \\ g_t &= 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (H - s) \times \frac{0.2}{10} \\ g_p &= 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} (H - s) \times \frac{0.8}{10} \end{aligned} \quad \text{dove} \begin{cases} s = \text{spessore soletta} \\ H = \text{altezza solaio} \end{cases}$$

È bene fare qualche commento su quanto appena riportato, soprattutto circa “ g_t ” e “ g_p ”. Per quanto riguarda il primo, è tutto moltiplicato per 0.2 diviso dieci poiché i travetti sono larghi 10 centimetri e questo ci consente di dire in un metro quanto è di travetto; infatti, ogni metro ce ne sono due facendo dei semplici calcoli. Per il peso delle pignatte, la frazione si basa sullo stesso ragionamento dato che esse sono larghe 40 centimetri. Il peso delle pignatte in realtà oscillerebbe fra 5 e 8 kN/m³, ma a fini cautelativi si è deciso di considerare solo il limite superiore. Questi calcoli consentono di determinare il peso del solaio in kN al metro quadro; il problema è che però sul solaio sono presenti anche dei sovraccarichi che con grande probabilità non saranno equamente distribuiti. Conviene dunque costruire una tabella che rende il tutto molto più semplice e intuitivo.

| Analisi dei carichi | | | | |
|--|----------|--------------------|-------------------|-------------------|
| Elemento | Spessore | Larghezza al metro | Peso al mq | Totale |
| (-) | (m) | (m) | kN/m ³ | kN/m ² |
| Travetti | 0.2 | 0.2 | 25 | 1 |
| Soletta | 0.04 | 1 | 25 | 1 |
| Pignatta | 0.2 | 0.8 | 8 | 1.28 |
| Massetto | 0.04 | 1 | 20 | 0.8 |
| Pavimento | 0.01 | 1 | 7.8 | 0.3 |
| Isolante | 0.03 | 1 | 3.5 | 0.105 |
| Intonaco | - | - | - | 0.3 |
| Tramezzature | - | - | - | 2 |
| Carico permanente G_k | - | - | - | 6.8 |
| * Carico variabile folla Q_k | - | - | - | 2 |

Tabella 11. Analisi dei carichi solaio interpiano

La tabella si legge in maniera del tutto analoga a quella precedentemente vista per le tramezzature, con però un paio di accorgimenti. Innanzitutto, per travetti e pignatte torna il fatto che ogni metro ho 20 centimetri dei primi e 80 centimetri dei secondi; dopo di che per quanto riguarda l’intonaco esso è sottilissimo tanto da essere quasi un corpo bidimensionale. Se ne adotta dunque direttamente il carico al metro quadro. Infine, il carico variabile da considerare per i solai interpiano è quello folla che, per una struttura adibita a uso residenziale ammonta 2 kN per metro quadro.

4.3 Tamponature

Il processo è letteralmente identico alle tramezzature, si moltiplicano gli spessori dei vari elementi per il loro peso specifico e per la loro lunghezza al metro (ovvero uno dato che sono elementi continui). Fatto ciò, si moltiplica tutto per l'altezza della tamponatura e si ottiene un carico, attenzione, per unità di lunghezza e non di superficie. Ciò va infine moltiplicato per il coefficiente riduttivo “ ψ ” che tiene conto della presenza delle aperture come porte e finestre.

| Analisi dei carichi | | | | |
|---|-----------|--------------------|-------------------|-------------------|
| Elemento | Spessore | Larghezza al metro | Peso al mq | Totale |
| (-) | (m) | (m) | kN/m ³ | kN/m ² |
| Muratura in mattoni forati | 0.25 | 1 | 9 | 2.25 |
| Intonaco interno | 0.015 | 1 | 12 | 0.18 |
| Rinzafo liscio | 0.01 | 1 | 16.2 | 0.162 |
| Isolante | 0.08 | 1 | 3.5 | 0.28 |
| Collante per rivestimenti | 0.004 | 1 | 10 | 0.04 |
| Intonaco esterno | 0.015 | 1 | 12 | 0.18 |
| | | | | 3.09 |
| Moltiplico per altezza | | | | 6.99 |
| Carico permanente G_k | :- | :- | :- | 5.59 |

Tabella 12. Analisi dei carichi tamponature

4.4 Pareti di sostegno copertura

Per amor di brevità ci si limita a dire che sono esattamente tali e quali a delle tramezzature, cambia solamente spessore ed altezza ma i processi sono quelli compresa la tabella della norma.

| Analisi dei carichi | | | | |
|---|----------|--------------------|-------------------|-------------------|
| Elemento | Spessore | Larghezza al metro | Peso al mq | Totale |
| (-) | (m) | (m) | kN/m ³ | kN/m ² |
| Muratura in mattoni forati | 0.12 | 1 | 9 | 1.08 |
| Moltiplico altezza paretina 1 | | | | 1.4472 |
| * Carico per unità di superficie g_1 paretina 1 | | | | 1.2 |
| Moltiplico altezza paretina 2 | | | | 0.77 |
| * Carico per unità di superficie g_2 paretina 2 | | | | 0.4 |

Tabella 13. Analisi dei carichi pareti di sostegno copertura

4.5 Copertura

Analogo a quanto visto per il solaio interpiano, con ovviamente l'aggiunta degli elementi in più visti nel paragrafo dedicato alla copertura nel capitolo precedente. C'è tuttavia una grande novità da considerare: il carico neve. Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \mu_i C_E C_T$$

Dove:

- q_{sk} = valore di riferimento della neve al suolo;
- μ_i = coefficiente di forma della copertura;
- C_E = coefficiente di esposizione;
- C_t = coefficiente termico;

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella seguente figura. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.

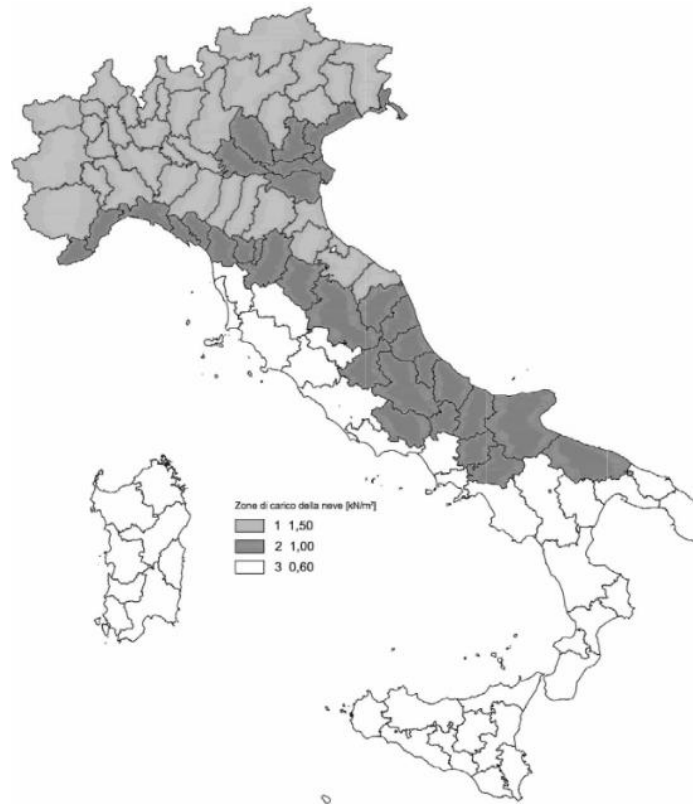


Figura 14. Zone di carico neve (NTC 2018 - 3.4.2)

In realtà le zone non sono tre ma quattro, poiché la prima si suddivide in zona I Alpina e Mediterranea. In particolar modo l'edificio progettato nel comune di Follina, in provincia di Treviso, rientra nella zona I Mediterranea. Il valore di riferimento della neve al suolo può essere allora così calcolato:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$$

$$a_s > 200 \text{ m}$$

Dove con “ a_s ” è indicata la quota in cui è sita la struttura. Nella fatti specie si rientra nel primo caso. Per quanto riguarda il coefficiente di forma per le coperture, dipendono dalla forma stessa della copertura e dall’inclinazione sull’orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione. I dati di tale coefficiente sono ottenibili mediante la seguente tabella, in base all’angolo alla base della falda espresso in sessagesimali. Per le coperture a due falde ciò va calcolato per ciascuna falda.

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0 |

Tabella 14. Tabella 3.4.II della NTC18

Nel caso della copertura in esame, ambo le falde rientrano nel caso per cui il coefficiente di forma è assumibile pari a 0.8, dato che entrambi gli angoli alla base sono nettamente minori di trenta gradi. Per le combinazioni di carico si è considerato in assenza di vento. Il coefficiente di esposizione “ C_E ” tiene conto delle caratteristiche specifiche dell’area in cui sorge l’opera e può essere definito mediante la presente tabella della normativa:

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

Tabella 15. Tabella 3.4.1 della NTC18

In assenza di informazioni circa gli edifici e la topografia circostante la struttura in fase di progettazione, nonostante la normativa indichi di assumere un valore unitario s’è scelto di adoperare una topografia “riparata” in quanto aumenta il carico neve ponendosi dunque in condizioni maggiormente cautelative. Infine, il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. A normativa indica che, qualora non sia specificato un particolare valore per tale coefficiente lo si possa assumere unitario. È stato dunque così calcolato il carico neve agente sulla copertura inclinata a due falde. Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

| Carico neve lato 1 | | | | Carico neve lato 2 | | | |
|--|-----------------------|--------|-------------------|--|-----------------------|--------|-------------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| * Ubicazione | Zona I - Mediterranea | | | * Ubicazione | Zona I - Mediterranea | | |
| * Quota altimetrica del sito | a_s | 191 | m | * Quota altimetrica del sito | a_s | 191 | m |
| Valore di riferimento del carico della neve al suolo | q_{sk} | 1.5 | kN/m ² | Valore di riferimento del carico della neve al suolo | q_{sk} | 1.5 | kN/m ² |
| Angolo di falda 1 | α_1 | 13.7 | ° | Angolo di falda 2 | α_2 | 6.6 | ° |
| Coefficiente di forma | μ_1 | 0.8 | - | Coefficiente di forma | μ_1 | 0.8 | - |
| * Topografia | Riparata | | | * Topografia | Riparata | | |
| Coefficiente di esposizione | C_e | 1.1 | - | Coefficiente di esposizione | C_e | 1.1 | - |
| * Coefficiente termico | C_t | 1 | - | * Coefficiente termico | C_t | 1 | - |
| Carico neve | q_s | 1.32 | kN/m ² | Carico neve | q_s | 1.32 | kN/m ² |

Tabella 16. Carico neve sulle due falde della copertura

Una volta definito il carico neve, l'analisi dei carichi è tale e quale a quella di un normalissimo solaio come ragionamento, ovviamente includendo gli elementi aggiuntivi introdotti nel paragrafo relativo al predimensionamento della copertura nel capitolo precedente.

| Analisi dei carichi falda 1 = 2 | | | | |
|---------------------------------|----------|--------------------|-------------------|-------------------|
| Elemento | Spessore | Larghezza al metro | Peso al mq | Totale |
| (-) | (m) | (m) | kN/m ³ | kN/m ² |
| Travetto a vista | 0.11 | 1 | 25 | 2.75 |
| Tavolato inferiore | 0.03 | 1 | 8 | 0.24 |
| Sughero granulare | 0.1 | 0.8 | 3.5 | 0.28 |
| Controlistelli | 0.1 | 0.12 | 8 | 0.096 |
| Tavolato inferiore | 0.025 | 1 | 8 | 0.2 |
| Manto di copertura | - | - | - | 0.5 |
| Carico permanente G_k | - | - | - | 4.1 |
| Carico neve | - | - | - | 1.3 |

Tabella 17. Analisi dei carichi copertura a due falde

4.6 Vano scale – ascensore

Per quanto riguarda i carichi della scala, essi si dividono in due categorie: i carichi permanenti strutturali, in cui rientrano il peso proprio del gradino e della soletta, ed i carichi permanenti non strutturali, in cui rientrano i pesi dei rivestimenti, dell'intonaco e della ringhiera. Gli unici due carichi realmente da calcolare sono i due carichi permanenti strutturali dato che i rivestimenti vari e l'intonaco sono tutti distribuiti linearmente e dunque si considera direttamente il peso specifico del materiale relativo moltiplicato ovviamente per lo spessore in metri. Il peso dei gradini si calcola moltiplicando l'area trasversale di un gradino, vale a dire un triangolo, per il peso specifico del materiale usato, ovvero il calcestruzzo. Ma non finisce qui, perché si sta calcolando il peso al metro quadro e non è che c'è un solo gradino al metro. Va tutto dunque moltiplicato per il numero di gradini in un metro, ottenibile come l'inverso della pedata in metri. Per la soletta vale lo stesso discorso fatto per i rivestimenti vari.

$$G_{grad} = \frac{hb}{2} \times \gamma \times \frac{1}{p}$$

Ovviamente sono valori caratteristici. Il carico variabile da considerare si ricava dal paragrafo 3.1.4 della normativa NTC 2018, in cui si specifica che per le scale il carico folla variabile è di 4 kN al metro quadro.

| Analisi dei carichi | | | | | |
|--|----------|--------------------|-------------------|-------------------|----------------|
| Elemento | Spessore | Larghezza al metro | Peso al mq | Totale | |
| (-) | (m) | (m) | kN/m ³ | kN/m ² | |
| Gradino | - | - | - | 2.08 | Perm. Str. |
| * Soletta | 0.04 | - | 25 | 1.00 | |
| Marmo pedata | 0.02 | 1 | 26 | 0.52 | Perm. Non Str. |
| Marmo alzata | 0.02 | 1.00 | 26 | 0.52 | |
| Intonaco | 0.01 | 1 | 12 | 0.12 | |
| Ringhiera | - | - | - | 0.60 | |
| Carico permanente G _k | - | - | - | 4.84 | |
| * Carico permanente Q _k | - | - | - | 4.00 | |
| Carico di progetto distribuito agente sulla rampa | | | | | |
| | - | - | - | 12.65 | |
| Carico di progetto distribuito agente sulla rampa e perpendicolare | | | | | |
| | - | - | - | 10.73 | |

Tabella 18. Analisi dei carichi scala

L'analisi dei carichi dei pianerottoli è veramente rapida, dato che è sufficiente moltiplicare lo spessore dei vari materiali, in metri, per il proprio peso specifico ottenendo così il carico al metro quadro. Questo ovviamente perché sono tutti distribuiti uniformemente sulla superficie. Il carico variabile è lo stesso delle scale.

| Analisi dei carichi | | | | |
|---|----------|--------------------|-------------------|--------|
| Elemento | Spessore | Larghezza al metro | Peso al mq | Totale |
| (-) | (m) | (m) | kN/m ³ | kN/m |
| Soletta | 0.15 | 1 | 25 | 3.75 |
| Intonaco | 0.01 | 1 | 12 | 0.12 |
| Marmo | 0.02 | 1 | 26 | 0.52 |
| Carico permanente G _k | - | - | - | 4.39 |
| * Carico permanente Q _k | - | - | - | 4.00 |
| Carico di progetto distribuito agente sulla rampa | | | | |
| | - | - | - | 11.71 |

Tabella 19. Analisi dei carichi pianerottolo

L'ultima cosa che rimane da analizzare sono i setti del vano ascensore. In questo caso sono stati divisi in tre parti, di cui due uguali fra loro, se ne è calcolata l'area di ciascuno e poi la totale sommandole per poi moltiplicarla per il peso specifico del materiale usato, ovvero il calcestruzzo. Si ottiene così il peso dei setti per unità di lunghezza, non di superficie, come riportato qui sotto.

| Analisi dei carichi | | | | |
|---------------------|----------|--------------------|-------------------|--------|
| Elemento | Spessore | Larghezza al metro | Peso al mq | Totale |
| (-) | (m) | (m) | kN/m ³ | kN/m |
| Setti | - | - | - | 42.08 |

Tabella 20. Analisi dei carichi setti ascensore

4.7 Tamponature copertura

Come è ragionevole pensare, vista in prospetto frontale, la copertura si eleva sopra il solaio del quarto piano che funge anche da suo sostegno lasciando in teoria due aperture, una per lato. Si è pensato di chiuderle con delle tamponature del tutto analoghe a quelle usate nei solai interpiano. Essendo uguali

il ragionamento verrà fatto solo per una. Si è pensato di calcolare il carico per metro lineare suddividendole ciascuna in tre parti in concomitanza delle travi: le due parti esterne triangolari e quella interna trapezoidale. Assumendo uno spessore di otto centimetri e calcolate le aree delle sezioni di ciascun tratto, moltiplicando tutto per il peso specifico del materiale si ottiene il carico per unità di lunghezza.

| Analisi dei carichi | | | | |
|----------------------|-------------|--------------------|-------------------|-------------|
| Elemento | Spessore | Larghezza al metro | Peso al mq | Totale |
| (-) | (m) | (m) | kN/m ³ | kN/m |
| Tamponatura 1 | 0.08 | 2 | 9 | 0.48 |
| Tamponatura 2 | 0.08 | 2 | 9 | 0.74 |
| Tamponatura 3 | 0.08 | 2 | 9 | 0.26 |

Tabella 21. Analisi dei carichi tamponature copertura

4.8 Travi

L'analisi dei carichi delle travi necessariamente deve essere fatta quasi come ultima dal momento che le travi sostengono i carichi di solai e sovraccarichi vari per poi trasferirli ai pilastri la cui analisi dei carichi sarà invece l'ultima ed in realtà è usata per il predimensionamento dei pilastri stessi. L'analisi dei carichi delle travi risulta dunque un procedimento sicuramente molto laborioso e ostico, anche perché vanno analizzate le travi ad una ad una. Questo dal momento che ciascuna trave è soggetta a carichi diversi: per esempio le travi perimetrali sostengono le tamponature mentre quelle interne no, inoltre a causa della diversa disposizione dei solai le fasce piene sono diverse fra loro o ancora alcune travi devono sostenere il carico anche delle scale e dei pianerottoli. Dal momento che una spiegazione dettagliata trave per trave dei ragionamenti effettuati risulterebbe inutilmente lunga e ripetitiva, anche perché spesso i passaggi da effettuare sono i medesimi e variano solamente le misure, si forniscono ora indicazioni generali su come si effettua l'analisi dei carichi delle travi poi, a necessità, si aggiungeranno altri commenti. L'analisi dei carichi per le travi si effettua sostanzialmente con il metodo delle aree di influenza, in altre parole ciascuna trave va a sostenere il carico esclusivamente di tutto ciò che è presente nella sua area di influenza, oltre che il suo peso naturalmente. Le aree di influenza hanno dimensioni diverse in base alla tipologia di trave:

- Se la trave è ortogonale all'orditura del solaio, allora l'area di influenza si estende per tutta la lunghezza della trave e per metà luce del solaio. Se la trave è anche perimetrale si considera, ovviamente, solamente laddove v'è il solaio, altrimenti in ambo le direzioni;
- Se la trave è parallela all'orditura del solaio, allora l'area di influenza si estende per tutta la lunghezza della trave e per mezzo metro lungo il solaio. Se la trave è anche perimetrale si considera, ovviamente, solamente laddove v'è il solaio, altrimenti in ambo le direzioni;

Definita l'estensione delle varie possibili aree di influenza è necessario analizzare alcuni casi particolari, rappresentati dal vano scale – ascensore. Le travi laterali alle rampe delle scale non sostengono alcun tipo di carico se non loro stesse e la tamponatura (T10-T21-T22), ma discorso diverso va fatto per le altre due travi. Sarebbe in realtà corretto dire le altre tre travi dal momento che il pianerottolo

intermedio scarica sulla trave “di testata”. Quest’ultima, oltre a sostenere il suo peso, sostiene il carico del pianerottolo intermedio e di metà di entrambe le rampe di scale. Mentre l’altra trave (T7) non solo sostiene sé stessa e mezzo metro del solaio dietro, ma anche appunto il relativo pianerottolo e metà di entrambe le rampe di scale. Non sostengono, ovviamente, però il solaio dato che è ivi assente. Discorso analogo va fatto per il quarto solaio interpiano, che è caratterizzato da alcune modifiche in termini di geometria e soprattutto carichi. Per quanto riguarda la geometria la novità principale è sicuramente caratterizzata dall’assenza del vano scala – ascensore e dunque dal ripristino del solaio in tale maglia. Ne consegue che le travi perimetrali di quella maglia sosterranno il solaio in modo analogo a quanto fanno le altre travi con le rispettive maglie. Sono anche assenti le tamponature perimetrali alla struttura. Il grosso cambiamento in materia di carichi è rappresentato dalla presenza della copertura. Il suo carico però non grava su tutte le travi del quarto solaio interpiano, ma solo su quelle concordi con la sua orditura. Nello specifico, le travi T1-T2-T3 che rappresentano uno dei punti d’appoggio della copertura, sostengono il carico di metà luce di essa intesa come fino alla prima parete di sostegno. Le travi T4-T5-T6 sostengono, oltre che a sé stesse e il solaio ovviamente, anche il carico della parete di sostegno e metà luce su entrambi i lati della copertura. Sono quindi uno dei punti in cui la copertura fa sentir di più il suo peso. Le travi T7-T8-T9 sono caricate in maniera concettualmente analoga a quelle appena descritte, attenzione al fatto che la trave T7 ora sostiene il solaio da ambo i lati. Infine, le travi T10-T11-T12 sono come le travi T1-T2-T3, l’unica cosa che cambia è la luce. Non finisce qui, tuttavia, perché vanno ancora considerate le tamponature che coprono l’elevazione della copertura. Esse scaricano solamente sulle travi T13-T17-T21 e allo stesso modo sulle travi T16-T20-T24. A seguito di questa spiegazione generale sono riportate le analisi dei carichi per le varie travi, con relativa area di influenza. Alcune travi, con dimensioni e carichi uguali fra loro, sono state calcolate contemporaneamente e accorpate. Di seguito si riportano alcuni esempi di analisi dei carichi con aree di influenza. È possibile consultare le tabelle per tutte le travi sull’apposita appendice.

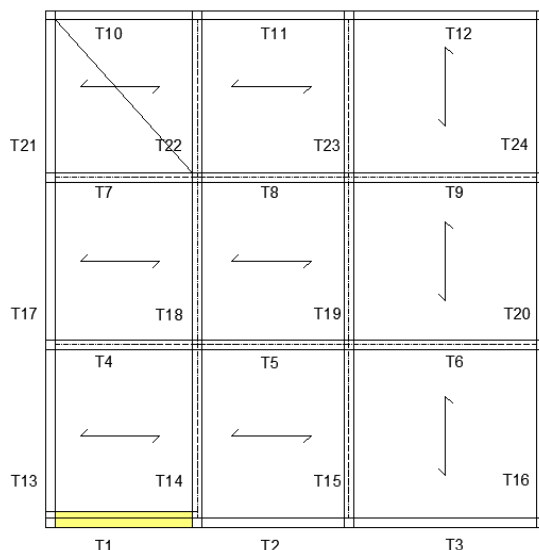


Figura 15, Area d'influenza trave T1

Analisi dei carichi - T1/T2/T11 - Interpiano

| Elemento | Lunghezza | Peso al mq | Totale |
|---|-----------|-------------------|-------------|
| (-) | (m) | kN/m ² | kN/m |
| Peso proprio | - | - | 5.3 |
| Solaio interno | 0.275 | 6.785 | 1.9 |
| Fascia piena (s = 20 cm) | 0.075 | 5 | 0.4 |
| Tamponatura | - | - | 5.6 |
| Totale permanente caratteristico P_k | - | - | 13.1 |
| Totale permanente di progetto P_d | - | - | 17.0 |
| Totale variabile caratteristico Q_k | 0.5 | 2 | 1.0 |
| Totale variabile di progetto Q_d | - | - | 1.5 |

Analisi dei carichi - T1/T2 - Copertura

| Elemento | Lunghezza | Peso al mq | Totale |
|---|-----------|-------------------|-------------|
| (-) | (m) | kN/m ² | kN/m |
| Peso proprio | - | - | 5.3 |
| Solaio interno | 0.275 | 3.85 | 1.1 |
| Fascia piena (s = 20 cm) | 0.075 | 5 | 0.4 |
| Solaio copertura | 2.775 | 4.066 | 11.3 |
| Totale permanente caratteristico P_k | - | - | 18.0 |
| Totale permanente di progetto P_d | - | - | 23.4 |
| Totale variabile caratteristico neve Q_k | 3 | 1.32 | 4.0 |
| Totale variabile caratteristico Q_k | - | - | 4.0 |
| Totale variabile di progetto Q_d | - | - | 5.9 |

Tabella 22, Analisi dei carichi trave T1

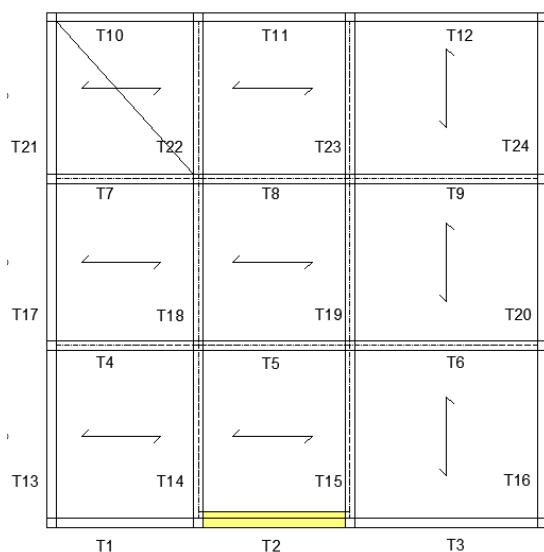


Figura 16, Area d'influenza trave T2

Analisi dei carichi - T1/T2/T11 - Interpiano

| Elemento | Lunghezza | Peso al mq | Totale |
|---|-----------|-------------------|-------------|
| (-) | (m) | kN/m ² | kN/m |
| Peso proprio | - | - | 5.3 |
| Solaio interno | 0.275 | 6.785 | 1.9 |
| Fascia piena (s = 20 cm) | 0.075 | 5 | 0.4 |
| Tamponatura | - | - | 5.6 |
| Totale permanente caratteristico P_k | - | - | 13.1 |
| Totale permanente di progetto P_d | - | - | 17.0 |
| Totale variabile caratteristico Q_k | 0.5 | 2 | 1.0 |
| Totale variabile di progetto Q_d | - | - | 1.5 |

Analisi dei carichi - T1/T2 - Copertura

| Elemento | Lunghezza | Peso al mq | Totale |
|---|-----------|-------------------|-------------|
| (-) | (m) | kN/m ² | kN/m |
| Peso proprio | - | - | 5.3 |
| Solaio interno | 0.275 | 3.85 | 1.1 |
| Fascia piena (s = 20 cm) | 0.075 | 5 | 0.4 |
| Solaio copertura | 2.775 | 4.066 | 11.3 |
| Totale permanente caratteristico P_k | - | - | 18.0 |
| Totale permanente di progetto P_d | - | - | 23.4 |
| Totale variabile caratteristico neve Q_k | 3 | 1.32 | 4.0 |
| Totale variabile caratteristico Q_k | - | - | 4.0 |
| Totale variabile di progetto Q_d | - | - | 5.9 |

Tabella 23, Analisi dei carichi trave T2

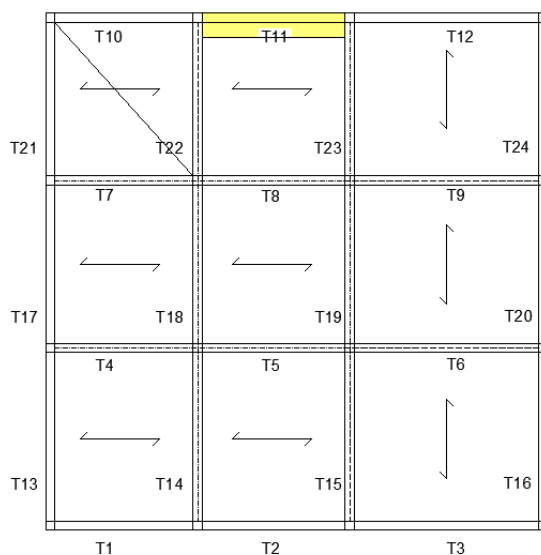


Figura 17, Area d'influenza trave T11

Analisi dei carichi - T1/T2/T11 - Interpiano

| Elemento | Lunghezza | Peso al mq | Totale |
|---|-----------|-------------------|-------------|
| (-) | (m) | kN/m ² | kN/m |
| Peso proprio | - | - | 5.3 |
| Solaio interno | 0.275 | 6.785 | 1.9 |
| Fascia piena (s = 20 cm) | 0.075 | 5 | 0.4 |
| Tamponatura | - | - | 5.6 |
| Totale permanente caratteristico P_k | - | - | 13.1 |
| Totale permanente di progetto P_d | - | - | 17.0 |
| Totale variabile caratteristico Q_k | 0.5 | 2 | 1.0 |
| Totale variabile di progetto Q_d | - | - | 1.5 |

Analisi dei carichi - T11 - Copertura

| Elemento | Lunghezza | Peso al mq | Totale |
|---|-----------|-------------------|-------------|
| (-) | (m) | kN/m ² | kN/m |
| Peso proprio | - | - | 5.3 |
| Solaio interno | 0.275 | 3.85 | 1.1 |
| Fascia piena (s = 20 cm) | 0.075 | 5 | 0.4 |
| Solaio copertura | 2.525 | 4.066 | 10.3 |
| Totale permanente caratteristico P_k | - | - | 17.0 |
| Totale permanente di progetto P_d | - | - | 22.0 |
| Totale variabile caratteristico neve Q_k | 2.75 | 1.32 | 3.6 |
| Totale variabile caratteristico Q_k | - | - | 3.6 |
| Totale variabile di progetto Q_d | - | - | 5.4 |

Tabella 24, Analisi dei carichi trave T11

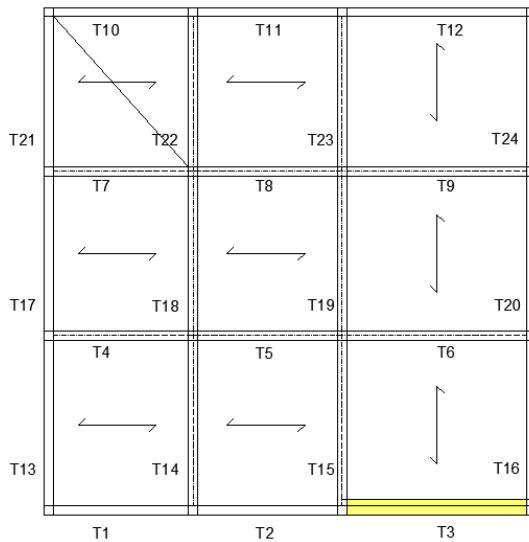


Figura 18, Area d'influenza trave T3

Analisi dei carichi - T3 - Interpiano

| Elemento | Lunghezza (m) | Peso al mq kN/m ² | Totale kN/m |
|---|------------------|---------------------------------|----------------|
| (-) | (m) | kN/m ² | kN/m |
| Peso proprio | - | - | 5.3 |
| Solaio interno | 2.55 | 6.785 | 17.3 |
| Fascia piena (s = 20 cm) | 0.3 | 5 | 1.5 |
| Tamponatura | - | - | 5.6 |
| Totale permanente caratteristico P_k | - | - | 29.6 |
| Totale permanente di progetto P_d | - | - | 38.5 |
| Totale variabile caratteristico Q_k | 3 | 2 | 6.0 |
| Totale variabile di progetto Q_d | - | - | 9.0 |

Analisi dei carichi - T3 - Copertura

| Elemento | Lunghezza (m) | Peso al mq kN/m ² | Totale kN/m |
|---|------------------|---------------------------------|----------------|
| (-) | (m) | kN/m ² | kN/m |
| Peso proprio | - | - | 5.3 |
| Solaio interno | 2.55 | 3.85 | 9.8 |
| Fascia piena (s = 20 cm) | 0.3 | 5 | 1.5 |
| Solaio copertura | 2.775 | 4.066 | 11.3 |
| Totale permanente caratteristico P_k | - | - | 27.9 |
| Totale permanente di progetto P_d | - | - | 36.2 |
| Totale variabile caratteristico neve Q_k | 3 | 1.32 | 4.0 |
| Totale variabile caratteristico Q_k | - | - | 4.0 |
| Totale variabile di progetto Q_d | - | - | 5.9 |

Tabella 25, Analisi dei carichi trave T3

Si specifica che il valore di progetto del carico permanente si calcola moltiplicando il valore caratteristico per un coefficiente parziale di sicurezza che vale 1.3; mentre il valore di progetto del carico variabile si ottiene con il prodotto fra il valore caratteristico ed un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.5. Si specifica inoltre che per quanto riguarda il carico variabile, l'estensione della zona di influenza si ottiene semplicemente dividendo per due la luce del solaio, se la trave è ortogonale all'orditura del solaio, o si assume pari a mezzo metro. Per quanto riguarda invece il peso proprio delle travi, si calcola moltiplicando l'area della loro sezione per il peso specifico del calcestruzzo. Si consideri che esistono due tipologie di sezione, una per le travi perimetrali e portanti ed un'altra per quelle di collegamento. Per quanto riguarda la porzione di solaio da considerare, si ottiene detraendo dalla lunghezza dell'area di influenza mezza larghezza o tutta la larghezza, a seconda dei casi in cui ci si trova, della trave e ancora detraendo il valore della larghezza della fascia piena. Quella sarà la reale larghezza di solaio sostenuta dalla trave generica in esame. Non si considerano, per esempio, le tramezzature e quant'altro poiché è già tutto preso in considerazione all'interno del peso del solaio per unità di superficie. Il carico legato alle fasce piene è dato banalmente dal prodotto fra il peso specifico del calcestruzzo e la lunghezza, su quella trave, della fascia piena.

5. Predimensionamento dei pilastri

Sicuramente sarà saltato all'occhio che finora i pilastri non sono mai stati presi in considerazione. Questa non è di certo una dimenticanza, piuttosto una necessità dettata dal metodo che si usa per il loro predimensionamento. Esso avviene, infatti, andando a caricare i pilastri in base alle loro aree di influenza. Ciò richiede ragionevolmente la conoscenza dei carichi esistenti in tali aree. Ne consegue dunque l'impossibilità di predimensionare i pilastri senza aver prima predimensionato tutto il resto ed averne fatto l'analisi dei carichi. L'edificio progettato presenta un totale di sedici pilastri, non serve tuttavia eseguire i calcoli per ciascuno di essi, ma solo per quelli che si ipotizza siano i più sollecitati. Per il predimensionamento considera esclusivamente gli sforzi normali agenti sui pilastri selezionati e, in linea teorica, dovrebbe essere effettuato orizzontamento per orizzontamento dal momento che il pilastro potrebbe essere rastremato. Nel progetto in esame si è deciso di eseguire il predimensionamento dei pilastri a partire dalla sezione più caricata, vale a dire quella del primo piano, e considerare una sezione costante non rastremata per tutti gli altri piani. La normativa fornisce una formula che consente il calcolo dello sforzo normale agente alla k-esima sezione dell'i-esimo pilastro, che è la seguente:

$$N_{ik} = \sum_{i=j+1}^N (A_{ij} \times W_{ij}) + P_{p,ij}$$

Dove:

- A_{ij} = Area di influenza;
- W_{ij} = Peso nell'area di influenza;
- $P_{p,ij}$ = Peso proprio del pilastro;
- N = numero dei piani;

Nella fattispecie, sono stati considerati due pilastri al fine dell'analisi: il primo è il pilastro P7, corrispondente alle luci di influenza maggiori; il secondo è il pilastro P10, considerato perché va a sostenere anche parte del carico nel vano scale – ascensore. Sostanzialmente il procedimento teorico è analogo per entrambi i pilastri, cambiano però alcuni aspetti come le aree di influenza ed appunto i carichi agenti dato che in uno compare il carico delle scale e nell'altro no. Le aree di influenza sono calcolate come metà luce per lato da tutti i lati, fino ad avere una superficie di riferimento quadrangolare. Al fine di spiegare meglio si fa un esempio, per il pilastro P7: a partire da lui, si tracciano i segmenti fino all'estradosso delle travi perimetrali o, nelle altre direzioni, fino ai nodi dei pilastri. Dopo di che si trova il punto medio di ciascuno dei quattro segmenti e li si collega fra loro con altri segmenti fra loro ortogonali. Bisogna tuttavia fare attenzione al fatto che non vada considerata un'area di influenza per tutti gli elementi: va infatti fatto solo per gli elementi "per unità di superficie", per quelli lineari come le travi si deve prendere in considerazione invece la lunghezza. Dato che le travi di collegamento e quelle portanti/perimetrali hanno sezioni diverse fra loro è necessario fare una distinzione fra le due tipologie considerandole separatamente.

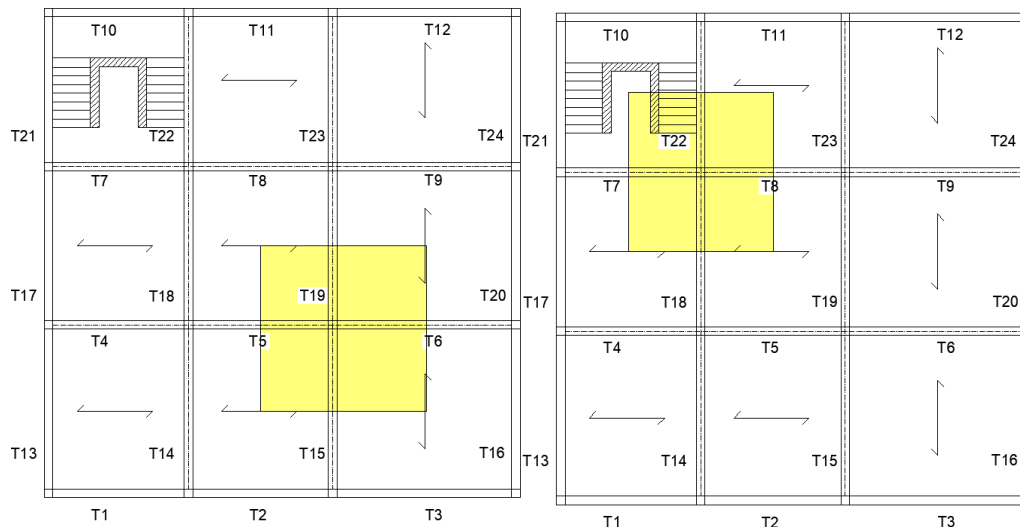


Figura 19. Aree di influenza del pilastro P7 (a sinistra) e del pilastro P10 (a destra)

Una volta calcolate le superfici, o le lunghezze, di influenza, moltiplicando la superficie di un certo elemento per il suo peso ricavato nell'analisi dei carichi è possibile ottenere il valore caratteristico del carico permanente o variabile che sia. Si specifica che per il pilastro P10, la superficie del solaio ovviamente non prende in considerazione tutto ciò che è racchiuso fra le travi T21 e T22, mentre la scala e i pianerottoli fanno riferimento alla sola porzione campita in giallo. Ancora, dato che tutti i solai interpiano sono uguali ma v'è anche una copertura a doppia falda, il ragionamento sopra riportato è stato considerato valido per tutti i solai ad eccezione dell'ultimo, per il quale è stato fatto nuovamente considerando anche il carico della copertura. Ovvio è che per il pilastro P10 nel quarto solaio interpiano non viene considerato il vano scale – ascensore in quanto assente. Del carico della copertura è stato considerato solo la componente ortogonale al solaio. Definiti tutti i valori caratteristici, moltiplicandoli per un coefficiente correttivo pari a 1.3 è possibile ottenere i valori di progetto dei carichi verticali. Sommandoli tutti si ottiene lo sforzo normale causato sull'i-esimo pilastro dal j-esimo piano. Sommando tre volte, ovvero tanto quanto sono i piani, quello interpiano e aggiungendo quello di copertura si ottiene lo sforzo normale massimo agente sulla sezione di pilastro più caricata, vale a dire quella alla base. A partire da essa è poi possibile andare a calcolare l'area minima di calcestruzzo necessaria a sostenere tale sforzo, come segue:

$$A_{\min} = \frac{N_{ik}}{0,6f_{cd}}$$

Dove “ f_{cd} ” è il valore di progetto della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo. Ovviamente l'area minima che si ottiene non è un valore preciso, si andrà dunque a scegliere delle misure della sezione del pilastro tali da soddisfare abbondantemente i requisiti normativi ottenuti. Fra i due, quello che emerge più caricato è il P7 che richiede una sezione minima di 0.183 m²; si è dunque scelto di adottare una sezione 30 x 70 centimetri, corrispondenti ad un'area di 0.21 metri quadri, per tutta l'elevazione dei pilastri. Si riportano di seguito i calcoli svolti.

| CARICHI PILASTRO P7 - Interpiano | | | | |
|----------------------------------|-------------------------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| Carico interpiano | Area di influenza o lunghezza | Peso al mq o al m | Q _k (kN) | Q _d (kN) |
| Solaio | 33.1 | 6.8 | 224.3 | 291.6 |
| * Travi portanti | 9.0 | 5.3 | 47.3 | 61.4 |
| * Travi di collegamento | 2.5 | 3.8 | 9.4 | 12.2 |
| Peso proprio | 9.00 | 5.25 | 47.25 | 61.425 |
| Carico variabile | 33.1 | 2.0 | 66.1 | 99.2 |
| Totale N _{d7} | - | - | - | 525.9 |

| CARICHI PILASTRO P7 - Copertura | | | | |
|-----------------------------------|-------------------------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| Carico interpiano | Area di influenza o lunghezza | Peso al mq o al m | Q _k (kN) | Q _d (kN) |
| Solaio | 33.1 | 3.9 | 127.3 | 165.5 |
| * Travi portanti | 9.0 | 5.3 | 47.3 | 61.4 |
| * Travi di collegamento | 2.5 | 3.8 | 9.4 | 12.2 |
| Pareina copertura | 5.75 | 0.4 | 2.3 | 3.0 |
| Copertura | 33.1 | 4.1 | 134.4 | 173.6 |
| Peso proprio | 1.50 | 5.25 | 7.875 | 10.238 |
| Carico variabile | 33.1 | 1.3 | 43.6 | 65.5 |
| Totale N _{d7} | - | - | - | 491.4 |
| TOTALE N_{d7} (kN) | 2068.9 | | | |

| DIMENSIONAMENTO PILASTRO P7 | | | |
|-----------------------------|--------------------|------------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Area minima pilastro | A _{min} | 0.178 | m ² |
| * <u>Base scelta</u> | <u>B</u> | <u>0.3</u> | <u>m</u> |
| * <u>Larghezza scelta</u> | <u>L</u> | <u>0.7</u> | <u>m</u> |
| Area sezione pilastro | A | 0.21 | m ² |
| Verifica | SODDISFATTA | | |

Tabella 26. Predimensionamento pilastro P7

| CARICHI PILASTRO P10 - Interpiano | | | | |
|---|-------------------------------|-------------------|-----------------|------------|
| Carico interpiano | Area di influenza o lunghezza | Peso al mq o al m | Q_k (kN) | Q_d (kN) |
| Solaio | 20.6 | 6.8 | 139.9 | 181.9 |
| * Travi portanti | 5.5 | 5.3 | 28.9 | 37.5 |
| * Travi di collegamento | 5.0 | 3.8 | 18.8 | 24.4 |
| Pianerottolo | 3.4 | 4.4 | 14.8 | 19.3 |
| Scale | 3.5 | 4.8 | 17.0 | 22.0 |
| Peso Proprio | 9 | 5.25 | 47.3 | 61.4 |
| Carico variabile solaio | 20.6 | 2.0 | 41.3 | 61.9 |
| Carico variabile scale | 6.9 | 4.0 | 27.5 | 41.3 |
| Totale N_{d10} | - | - | - | 449.7 |
| CARICHI PILASTRO P10 - Copertura | | | | |
| Carico interpiano | Area di influenza o lunghezza | Peso al mq o al m | Q_k (kN) | Q_d (kN) |
| Solaio | 27.5 | 6.8 | 186.6 | 242.6 |
| * Travi portanti | 5.5 | 5.3 | 28.9 | 37.5 |
| * Travi di collegamento | 5.0 | 3.8 | 18.8 | 24.4 |
| Pareteina copertura | 5.50 | 1.2 | 6.6 | 8.6 |
| Copertura | 27.5 | 4.1 | 111.8 | 167.7 |
| Peso Proprio | 3.0 | 5.3 | 15.8 | 23.6 |
| Carico variabile solaio | 27.5 | 1.3 | 36.3 | 54.5 |
| Totale N_{d10} | - | - | - | 558.9 |
| TOTALE N_{d10} (kN) | 1907.9 | | | |
| DIMENSIONAMENTO PILASTRO P10 | | | | |
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | |
| Area minima pilastro | A_{min} | 0.164 | m^2 | |
| * <u>Base scelta</u> | <u>B</u> | <u>0.3</u> | <u>m</u> | |
| * <u>Larghezza scelta</u> | <u>L</u> | <u>0.7</u> | <u>m</u> | |
| Area sezione pilastro | A | 0.21 | m^2 | |
| Verifica | SODDISFATTA | | | |

Tabella 27. Predimensionamento pilastro P10

6. Armatura del solaio

L'orditura dei solai della struttura progettata è consultabile sia nei precedenti capitoli della presente relazione che negli appositi elaborati grafici. Per il progetto delle armature longitudinali da disporre nei travetti si è fatto riferimento ad uno dei vari solai interpiano, poiché presentano un maggior carico da sostenere. Il problema che emerge osservando la pianta è che l'orditura dei travetti non è sempre costante: nelle prime due colonne di maglie è disposta orizzontalmente al piano di sezione, mentre nella terza ed ultima colonna di maglie è disposta verticalmente. Questo non consente di analizzare un'unica trave continua, complicando e soprattutto allungando i calcoli. Sono stati dunque selezionati tre solai tipo che sono stati analizzati ed armati, che sono di seguito riportati:

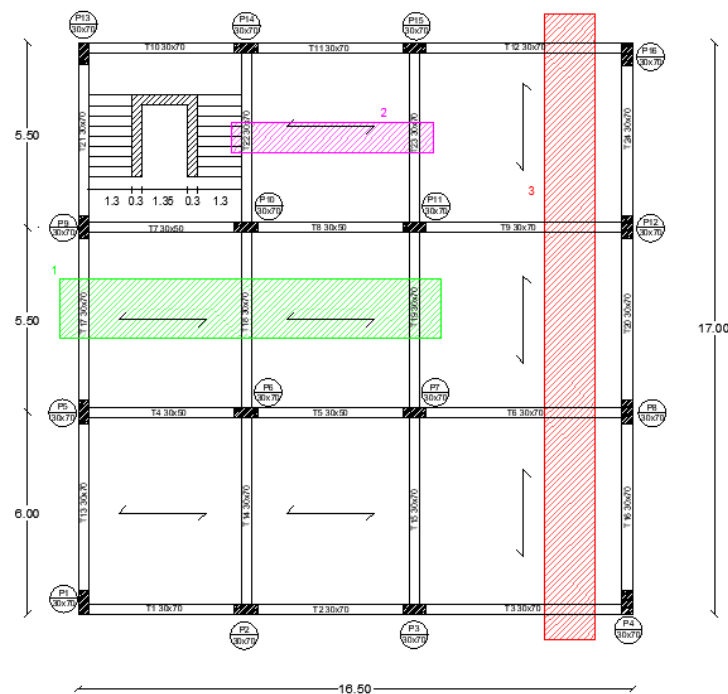


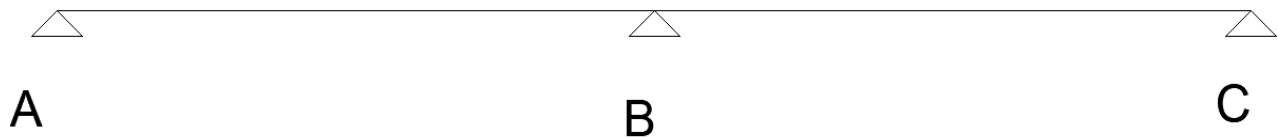
Figura 20. Tipi di solai analizzati

- **Solaio 1:** Rappresentato in verde chiaro nella figura sovrastante, ha orditura ortogonale alle travi di collegamento;
- **Solaio 2:** Sebbene abbia una luce molto corta, può risultare interessante analizzarlo dal momento che una delle travi per esso portanti lambisce il vano scale – ascensore;
- **Solaio 3:** L'unico solaio che effettivamente è schematizzabile come una trave continua da un'estremità all'altra della struttura. Copre le luci maggiori e sostiene i carichi più significativi;

La procedura per il progetto delle armature longitudinali dei travetti non differisce molto da quella che verrà esposta in successivi capitoli per le travi. È necessario, infatti, calcolare l'involuppo delle sollecitazioni agenti sui solai, progettare in base a tali sforzi le armature, disporre poi i ferri e calcolare il momento resistente affinché soddisfi la condizione di essere maggiore della sollecitazione agente. Indubbiamente uno dei passaggi più onerosi è la definizione dell'involuppo delle sollecitazioni agenti,

anche perché non si deve fare solo un involucro, ma diversi in modo tale da massimizzare gli sforzi in una campata piuttosto che sull'adiacente o, ancora, su un vincolo. Essendo una procedura molto lunga da fare manualmente ci si è avvalsi del software "SAP2000" il quale, una volta ricevuto come input una trave, consente l'inserimento di vincoli intermedi. È inoltre possibile definire diverse tipologie di combinazioni di carico, sfruttando i risultati ottenuti dall'analisi effettuata nel capitolo quattro ovviamente moltiplicati per gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza. Di seguito si riportano gli schemi statici dei vari solai e le combinazioni prese in considerazione; per poter consultare nel dettaglio schemi statici più dettagliati ed i risultati numerici delle suddette combinazioni di carico si rimanda all'appendice.

- **SOLAIO 1**



Lo schema statico del solaio 1 si presenta come una trave continua a due campate. Entrambe le campate hanno una luce di cinque metri, il che riduce il numero di combinazioni di carico necessarie poiché lo schema, appunto, è simmetrico:

- 1) Massimizzazione del momento flettente sulla campata BC: moltiplico per 1.3 e 1.5 rispettivamente il valore caratteristico del carico permanente e quello del variabile nella suddetta campata, mentre nell'altra rispettivamente per 1 e 0;
- 2) Massimizzazione del momento flettente sull'appoggio B: moltiplico per 1.3 e 1.5 rispettivamente il valore caratteristico del carico permanente e quello del variabile su entrambe le campate;

- **SOLAIO 2**



Lo schema statico del solaio 2 si presenta come una trave ad un'unica campata di luce pari a cinque metri. Esiste dunque un'unica combinazione di carico che prevede la massimizzazione del momento flettente in campata: moltiplico per 1.3 e 1.5 rispettivamente il valore caratteristico del carico permanente e quello del variabile.

- SOLAIO 3



Lo schema statico del solaio 3 è indubbiamente il più complesso, essendo composto da due campate di luce pari a cinque metri e mezzo ed un'ultima di luce sei metri. In questo caso le combinazioni sono più numerose:

- 1) Massimizzazione del momento flettente sulle campate AB e CD: multiplico per 1.3 e 1.5 rispettivamente il valore caratteristico del carico permanente e quello del variabile nelle campate AB e CD, mentre nella centrale rispettivamente per 1 e 0;
- 2) Massimizzazione del momento flettente sulla campata BC: multiplico per 1.3 e 1.5 rispettivamente il valore caratteristico del carico permanente e quello del variabile nella campata BC, mentre nelle altre due rispettivamente per 1 e 0;
- 3) Massimizzazione del momento flettente sull'appoggio B: multiplico per 1.3 e 1.5 rispettivamente il valore caratteristico del carico permanente e quello del variabile nelle campate AB e BC, mentre nella CD rispettivamente per 1 e 0;
- 4) Massimizzazione del momento flettente sull'appoggio C: multiplico per 1.3 e 1.5 rispettivamente il valore caratteristico del carico permanente e quello del variabile nelle campate BC e CD, mentre nell'AB rispettivamente per 1 e 0;
- 5) Massimizzazione del momento flettente ovunque: multiplico per 1.3 e 1.5 rispettivamente il valore caratteristico del carico permanente e quello del variabile su tutte le campate;

Attenzione che le sollecitazioni non finiscono qui: per tenere conto della capacità cedevole delle travi, nelle campate d'estremità è necessario aggiungere un ulteriore momento flettente negativo. Esso viene calcolato considerando tale campata come incastrata – incastrata ed uniformemente caricata con $G_d/2$ e $Q_d/2$. Tale momento è stato calcolato e successivamente aggiunto all'involuppo prodotto da SAP2000.

Una volta definite le sollecitazioni agenti sulle tre tipologie di solaio è possibile passare al progetto delle armature dei travetti, dopo aver però definito il copriferro (nel caso in esame il copriferro è stato assunto di 2 centimetri) e di conseguenza anche l'altezza utile del travetto. Ci si avvale di una tabella, simile a quella per le travi, in cui si riportano le sezioni più sollecitate, le varie sollecitazioni agenti, i vincoli di armatura derivanti sia dalla normativa che dalle stesse sollecitazioni. È necessario prestare particolare attenzione alle campate, perché v'è una condizione imposta dalla normativa che prevede di considerare anche un ulteriore momento flettente pari a:

$$M = \frac{(P_d + Q_d)L^2}{16}$$

In particolar modo nelle campate si deve considerare il maggiore fra la sollecitazione flettente agente e quella riportata dalla normativa. Sono previste poi limitazioni sul quantitativo minimo di armatura da inserire sia legate agli sforzi agenti che a condizioni di normativa. Nel primo caso, l'area minima deriva dalla formula di predimensionamento del momento resistente a flessione, laddove presente sforzo flessionale:

$$M_{Rd} = 0.9 d A_s f_{yd}$$

Invertendo la formula e inserendo all'interno del momento resistente il momento agente sulla trave, è possibile calcolare l'area minima di armatura necessaria per sostenere tale sforzo:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 d f_{yd}}$$

Qualora agisse una sollecitazione tagliante allora la condizione sarebbe:

$$A_s = \frac{V_{Ed}}{f_{yd}}$$

Come già anticipato è prevista anche una limitazione sul quantitativo minimo di armatura dalla normativa, come il massimo fra due valori:

$$A_s = \max \left\{ 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d; 0.0013 b d \right\}$$

L'effettiva area minima di armatura da assicurare all'interno dei travetti del solaio deve essere ragionevolmente il valore massimo di quelli appena riportati affinché ciascuna condizione sia rispettata. È dunque ora possibile scegliere quali e quante barre di armatura introdurre per soddisfare i quantitativi richiesti. La normativa impone di disporre almeno un ferro per tutta la lunghezza del travetto sia inferiormente che superiormente. Nella fattispecie si è optato a seconda dei casi per una o due barre, a seconda dei casi, Ø18 e Ø20, essendo i solai risultati alquanto sollecitati. Si specifica che solamente per il solaio 3, ed in particolar modo solamente per l'appoggio "C" di tale solaio, è stato necessario aggiungere al Ø20 disposto in maniera continuativa per tutta la lunghezza del travetto un ulteriore Ø22. Mettere due Ø20 risultava infatti di poco insufficiente, mentre metterne tre comportava un eccessivo e non necessario sovra dimensionamento. Ne risulta dunque la necessità di contravvenire, solo in tal punto però, alla buona norma di usare solamente due tipologie di diametri per le armature longitudinali di travetti e travi.

Per determinare la lunghezza di una barra di armatura, la prima cosa che si fa è sovrapporre al diagramma di involuppo quello dei momenti resistenti forniti dalle barre. I punti in cui il diagramma del momento resistente interseca quello del momento agente definiscono gli estremi della barra. In realtà le cose sono leggermente più complesse, poiché vanno aggiunti a tale lunghezza due valori:

- Un parametro "a", pari a :

$$a = \frac{0.9 d}{2}$$

- La lunghezza d'ancoraggio "L_{anc}", la cui considerazione è necessaria per prevenire lo sfilamento delle barre. È solitamente valutata come:

$$L_{anc} = 40\varnothing$$

Un altro importante vincolo normativo da tenere a mente riguarda la massima lunghezza dei ferri: essi, infatti, non possono superare i 12 metri di lunghezza. Laddove la lunghezza delle barre dovesse superare tale misura è necessario interromperla e porne una diversa, sovrapponendole per una

lunghezza pari al doppio della lunghezza d'ancoraggio. L'interruzione, essendo ragionevolmente un punto di debolezza, deve avvenire in un punto in cui non sono presenti sollecitazioni flettenti sul lato del travetto in cui avviene l'interruzione. Questa necessità si è riscontrata solamente con il solaio 3, che appunto è schematizzato come un'unica trave continua per tutta la dimensione della struttura. È stato dunque necessario interrompere i due ferri, uno superiormente ed uno inferiormente, che per imposizione normativa vanno disposti per tutta la lunghezza della trave. È infine necessario effettuare una piegatura di ferri per assicurarne la staticità di lunghezza pari a:

$$L_{piega} = h_{travetto} - 2 d'$$

In cui "d' " rappresenta il copriferro del travetto. Di seguito si riportano, a titolo esemplificativo, la tabella e la distinta delle armature ottenute per il solaio 3, indubbiamente il più completo di tutti. Per poter consultare tutti i diagrammi di involuppo ed i restanti risultati si rimanda all'apposita appendice ed alle tavole progettuali.

| Armature | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------|-----------------|-----------------|---------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------|----|--------|--------------------|-----------------|----------|------------------|----------------|-------|
| Sezioni | M _{ed} | V _{ed} | PL ² /16 | A _{f,min,soll} | A _{f,min,presc} | A _{f,min} | φ | Numero | A _{f,eff} | M _{Rd} | Verifica | L _{anc} | a ₁ | Piega |
| - | kNm | kN | kNm | mm ² | mm ² | mm ² | mm | - | mm ² | kNm | - | m | m | m |
| AB _{inf} | 37.4 | - | 22.36 | 482.72 | 36.04 | 482.72 | 20 | 2 | 628.32 | 48.68 | OK | 0.8 | 0.10 | 0.2 |
| BC _{inf} | 16.4 | - | 22.36 | 288.55 | 36.04 | 288.55 | 20 | 1 | 314.16 | 24.34 | OK | 0.8 | 0.10 | 0.2 |
| CD _{inf} | 44.13 | - | 26.61 | 569.58 | 36.04 | 569.58 | 20 | 2 | 628.32 | 48.68 | OK | 0.8 | 0.10 | 0.2 |
| A _{inf} | - | 32.46 | - | 82.95 | 36.04 | 82.95 | 20 | 1 | 314.16 | 24.34 | OK | 0.8 | 0.10 | 0.2 |
| A _{sup} | 17.22 | - | - | 222.26 | 36.04 | 222.26 | 20 | 1 | 314.16 | 24.34 | OK | 0.8 | 0.10 | 0.2 |
| B _{inf} | - | - | - | - | - | - | 20 | 1 | 314.16 | 24.34 | OK | 0.8 | 0.10 | 0.2 |
| B _{sup} | 43.72 | - | - | 564.29 | 36.04 | 564.29 | 20 | 2 | 628.32 | 48.68 | OK | 0.8 | 0.10 | 0.2 |
| C _{inf} | - | - | - | - | - | - | 20 | 1 | 314.16 | 24.34 | OK | 0.8 | 0.10 | 0.2 |
| C _{sup} | 50.52 | - | - | 652.05 | 36.04 | 652.05 | 22 | 1 | 694.29 | 53.79 | OK | 0.88 | 0.10 | 0.2 |
| D _{inf} | - | 35.36 | - | 90.36 | 36.04 | 90.36 | 20 | 1 | 314.16 | 24.34 | OK | 0.8 | 0.10 | 0.2 |
| D _{sup} | 20.49 | - | - | 264.46 | 36.04 | 264.46 | 20 | 1 | 314.16 | 24.34 | OK | 0.8 | 0.10 | 0.2 |

Tabella 28. Progetto armature solaio 3

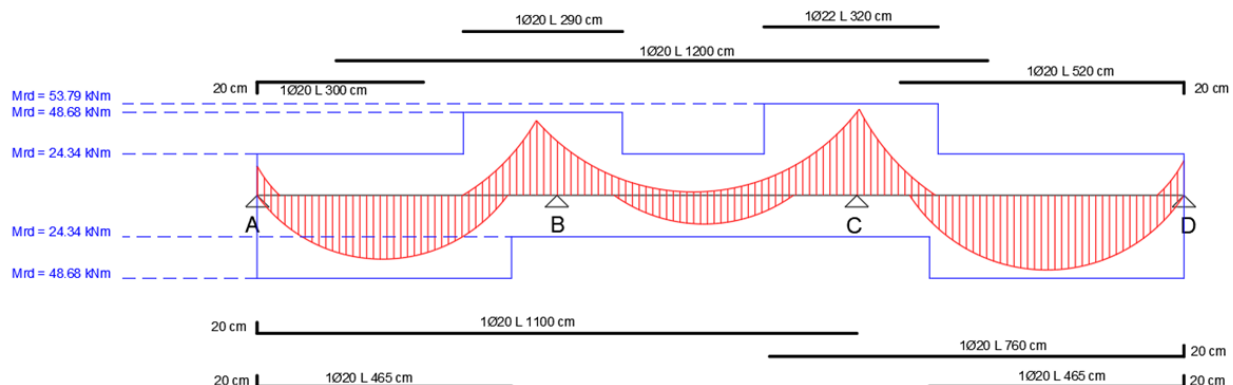


Figura 21. Distinta delle armature solaio

7. Calcolo dei pesi sismici

L'analisi dei pesi sismici va effettuata per ciascun piano della struttura progettata, ciò al fine di determinare le masse sismiche associate a ciascun grado di libertà. Gli effetti delle azioni sismiche relativi a ciascun elemento precedentemente predimensionato vanno considerati mediante la seguente combinazione di carico:

$$E = G_1 + G_2 + \sum_j \psi_2 Q_{kj}$$

Dove “G₁” rappresenta i carichi permanenti strutturali mentre “G₂” rappresenta i carichi permanenti non strutturali. “Q_{kj}” sono invece i carichi variabili che sono ridotti per mezzo di un coefficiente “ψ₂” previsto dalla normativa al fine di tener conto della bassa probabilità con cui tutti gli eventi accidentali si presentino contemporaneamente sulla struttura per evitare dunque onerosi sovradimensionamenti. Tale coefficiente, nello specifico, è riportato nella seguente tabella della normativa:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

| Categoria/Azione variabile | ψ _{0j} | ψ _{1j} | ψ _{2j} |
|---|-----------------|-----------------|-----------------|
| Categoria A - Ambienti ad uso residenziale | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria B - Uffici | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria D - Ambienti ad uso commerciale | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |

Nel caso del progetto in esame si rende necessario considerare due valori diversi di questo coefficiente: nella maggior parte dei casi, ricadendo in categoria A “Ambienti ad uso residenziale”, si assume un valore pari a 0.3; tuttavia per le scale ed i pianerottoli è necessario considerare un valore doppio dato che si rientra nella categoria C, vale a dire “Ambienti suscettibili di affollamento”. Il concetto di base consiste nel determinare l'effetto delle azioni sismiche per ciascuno degli elementi strutturali per ogni piano, poi calcolare la superficie o la lunghezza per ciascuno di essi e moltiplicarla per la relativa combinazione ottenendo le varie masse sismiche. Sommandole tutte assieme si ottiene la massa sismica totale per il generico piano. Vedremo ora uno per uno tutti gli elementi considerati.

- Solaio Interpiano

Nel caso dei primi tre solai, la superficie del solaio interpiano è stata misurata facendo la differenza fra l'area totale dell'orizzontamento e quella della maglia contenente il vano scale – ascensore. Dopo di che dall'analisi dei carichi precedentemente descritta sono stati prelevati tutti i valori di interesse: nello specifico i carichi permanenti strutturali sono dati dalla somma di quelli di travetti, soletta e pignatta in kN al metro quadro. Quelli non strutturali invece dalla somma di massetto, pavimento, intonaco, isolante e tramezzature. Il carico variabile, moltiplicato per l'opportuno coefficiente riduttivo come sopra indicato, è quello folla di cui già ampiamente discusso. Si ottiene così la combinazione di carico per i solai interpiano.

Incidenza solaio interpiano

| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
|------------------------------------|---------------------|--------|-----------------|
| Carichi strutturali permanenti | G_1 | 3.3 | kN/m^2 |
| Carichi non strutturali permanenti | G_2 | 3.5 | kN/m^2 |
| Tipo di combinazione | <i>Sismica</i> | | |
| Coefficiente carichi variabili | Ψ_{2j} | 0.3 | - |
| Carichi variabili | Q_{solaio} | 0.6 | kN/m^2 |
| Combinazione di carico | w_{solaio} | 7.4 | kN/m^2 |

Tabella 29. Incidenza solaio interpiano

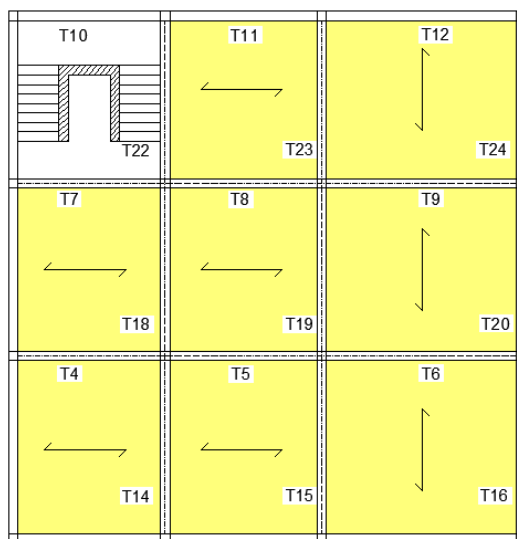


Figura 22, Incidenza solaio interpiano

- Solaio copertura

Concettualmente il procedimento seguito per il solaio di copertura, ovvero quello del quarto piano, è analogo a quanto descritto per gli altri tre solai. La grossa differenza sta nell'assenza del vano scala – ascensore e dunque ora la superficie è pari a quella dell'intero orizzontamento. Altra sostanziale differenza sta nell'assenza del carico variabile poiché il solaio in questione non è praticabile. Per il resto è tutto uguale. Come prima, i valori ottenuti sono per unità di superficie.

| Incidenza solaio copertura | | | |
|------------------------------------|---------------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Carichi strutturali permanenti | G_1 | 3.3 | kN/m^2 |
| Carichi non strutturali permanenti | G_2 | 0.6 | kN/m^2 |
| Tipo di combinazione | <u>Sismica</u> | | |
| Coefficiente carichi variabili | Ψ_{2j} | 0.3 | - |
| Carichi variabili | Q_{solaio} | 0.0 | kN/m^2 |
| Combinazione di carico | w_{solaio} | 3.9 | kN/m^2 |

Tabella 30. Incidenza solaio copertura

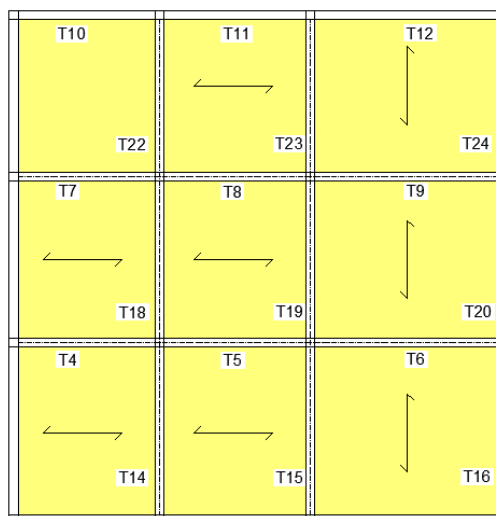


Figura 23, Incidenza solaio copertura

- Scala

Si premette da subito che la superficie delle scale è stata considerata maggiore di quel che realmente è a fini cautelativi. Questo perché l'azione sismica è un'azione di massa e dunque se si ha una massa maggiore si avrà anche un'azione maggiore. La massa sarà maggiore perché data dal prodotto, come detto, di superficie per combinazione di carico, se la prima aumenterà necessariamente lo farà anche la massa. Infatti, anziché considerare solamente l'area delle rampe di scale, si è considerata come superficie relativa alle scale tutta quella della maglia contenente il vano scale – ascensore. I carichi permanenti strutturali sono dati dalla somma dei contributi di gradini e soletta, mentre quelli non strutturali sono dati dalla somma di quelli di intonaco, rivestimenti e ringhiera. Il carico variabile e il coefficiente di combinazione sismica variano entrambi rispetto a quanto visto per il solaio interpiano. La combinazione finale è in kN per unità di superficie.

| Incidenza scala | | | |
|------------------------------------|--------------------|----------------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Carichi strutturali permanenti | G_1 | 3.1 | kN/m^2 |
| Carichi non strutturali permanenti | G_2 | 1.2 | kN/m^2 |
| Tipo di combinazione | | <u>Sismica</u> | |
| Coefficiente carichi variabili | Ψ_{2j} | 0.6 | - |
| Carichi variabili | Q_{scala} | 2.4 | kN/m^2 |
| Combinazione di carico | w_{scala} | 6.6 | kN/m^2 |

Tabella 31. Incidenza scala

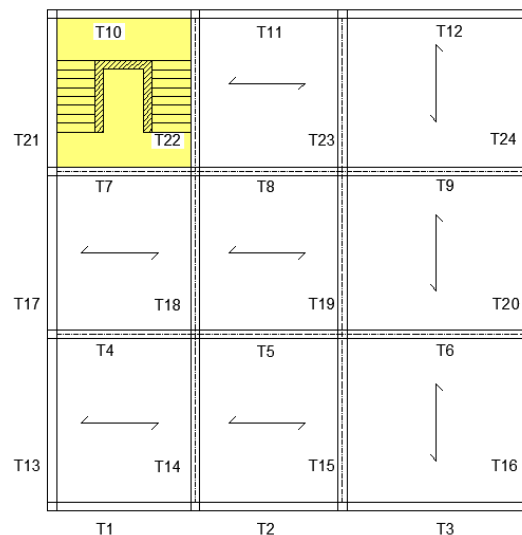


Figura 24, Incidenza scala

- Tamponature

Il calcolo dei pesi sismici delle tamponature è abbastanza semplice. In questo caso, però, non si avrà a che fare con delle superfici come finora, ma con una lunghezza. Questo è anche confermato dall'analisi dimensionale: l'obiettivo è trovare i pesi sismici, che per definizione sono in kN, i quali si ottengono come prodotto fra il peso della tamponatura, che è in kN al metro, e necessariamente dunque una lunghezza e non una superficie, altrimenti resterebbero kN per metro. Attenzione però alla misura delle lunghezze delle tamponature. Esse vanno infatti considerate al netto delle dimensioni dei pilastri. Per quanto riguarda il peso è ovviamente solo permanente non strutturale, come indicato anche nell'analisi dei carichi, dato che non sono elementi strutturali con funzione portante.

| Incidenza tamponature | | | |
|-----------------------|-------------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Carichi permanenti | G_{tamp} | 5.6 | kN/m |

Tabella 32. Incidenza tamponature

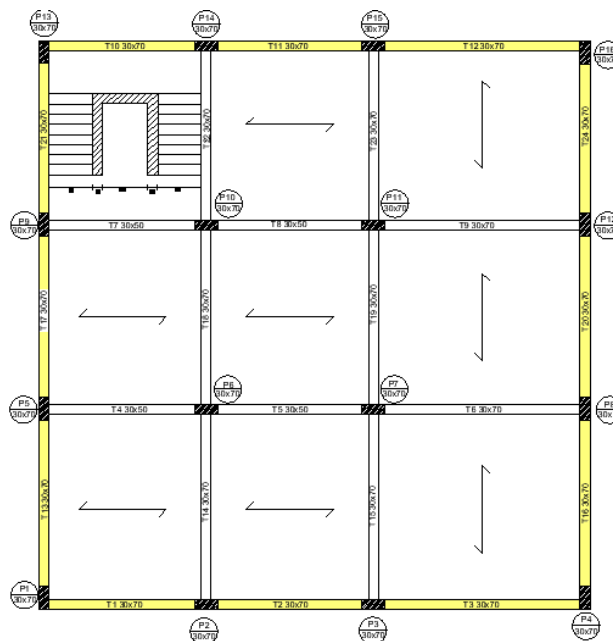


Figura 25. Incidenza tamponature

- Travi

Per le travi il concetto è abbastanza simile a quello delle tamponature, in quanto anche loro vanno considerate in termini di lunghezza e non di superficie. Una differenza, però, è che al di là che il carico qui è strutturale permanente, ma bisogna fare una distinzione fra le travi perimetrali/portanti da quelle di collegamento dato che, avendo sezioni diverse, avranno anche pesi diversi. Così come fatto per le tamponature, anche per le travi sia di collegamento che perimetrali o portanti, le lunghezze si considerano al netto della dimensione dei pilastri.

| Incidenza travi | | | |
|---------------------------|---------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Carico travi perim e port | $G_{per,por}$ | 5.3 | kN/m |
| Carico travi collegamento | G_{coll} | 3.8 | kN/m |

Tabella 33. Incidenza travi (in blu quelle di collegamento)

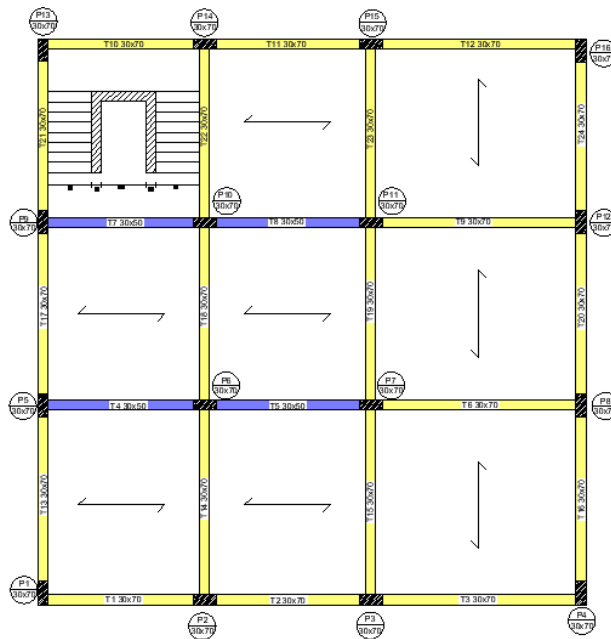


Figura 26. Incidenza travi (in blu quelle di collegamento)

- Pilastri

Come nelle travi e nelle tamponature, anche nei pilastri si deve considerare una lunghezza e non una superficie. Per la precisione la lunghezza è data da metà altezza del piano sottostante e metà di quello sovrastante. Il peso, ovviamente permanente strutturale, della sezione del singolo pilastro è dato dal prodotto fra il peso specifico del calcestruzzo con la larghezza ed altezza della suddetta sezione. Un'unica attenzione va posta nel caso del solaio interpiano di copertura nel quale, ragionevolmente, non ci sono pilastri al di sopra. Dunque, in questo caso, si considera solamente una lunghezza pari a metà altezza del solo piano inferiore.

| Incidenza pilastri | | | |
|--------------------|----------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Carico pilastri | $G_{pilastri}$ | 5.3 | kN/m |

Tabella 34. Incidenza pilastri

- Copertura

Con la copertura si torna a dover considerare le superfici, dato che il suo carico è definito in termini di unità di superficie. L'area della copertura è pari a quella dell'orizzontamento totale. Il carico della copertura vede l'assenza giustamente, di carichi permanenti strutturali, essendoci solamente carichi permanenti non strutturali. Il carico variabile per la copertura è rappresentato dal carico neve, come descritto nei primi capitoli della presente relazione; tuttavia, per l'azione sismica, in questo caso si trascura adottando un coefficiente di combinazione sismica nullo.

| Incidenza copertura | | | |
|------------------------------------|-----------------|--------|-------------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Carichi strutturali permanenti | G_1 | 0.0 | kN/m ² |
| Carichi non strutturali permanenti | G_2 | 4.1 | kN/m ² |
| Tipo di combinazione | <u>Sismica</u> | | |
| Coefficiente carichi variabili | Ψ_{2j} | 0.0 | - |
| Carichi variabili | $Q_{copertura}$ | 1.3 | kN/m ² |
| Combinazione di carico | $w_{copertura}$ | 4.1 | kN/m ² |

Tabella 35. Incidenza copertura

- Pianerottolo

La superficie dei pianerottoli è stata semplicemente calcolata moltiplicando le due larghezze e le due lunghezze definite nella fase di predimensionamento. Nuovamente, come nella copertura, anche nel solaio non sono presenti carichi permanenti strutturali ma solo non strutturali, dati dalla somma dei contributi di soletta, intonaco e rivestimento di marmo. Il carico variabile e il coefficiente di combinazione sismica sono gli stessi delle scale.

| Incidenza pianerottolo | | | |
|------------------------------------|---------------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Carichi strutturali permanenti | G_1 | 0.0 | kN/m^2 |
| Carichi non strutturali permanenti | G_2 | 4.4 | kN/m^2 |
| Tipo di combinazione | <i>Sismica</i> | | |
| Coefficiente carichi variabili | Ψ_{2j} | 0.6 | - |
| Carichi variabili | Q_{pianer} | 2.4 | kN/m^2 |
| Combinazione di carico | w_{pianer} | 5.8 | kN/m^2 |

Tabella 36. Incidenza pianerottoli

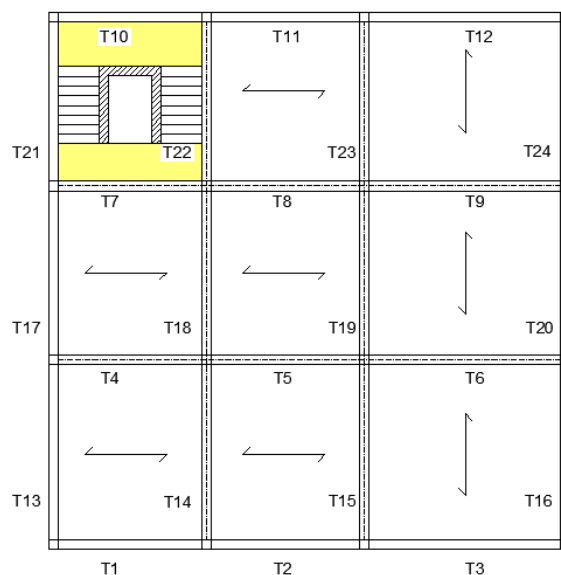


Figura 27. Incidenza pianerottoli

- Setti ascensore

Come nel caso dei pilastri, i setti ascensori hanno un carico espresso per metro lineare. Dunque, è necessario definirne una lunghezza per trovare il peso sismico. Il ragionamento effettuato è stato lo stesso che per i pilastri, andando quindi a considerare solo una porzione di setto pari a metà dell'altezza del piano inferiore più metà di quello superiore. Il carico è stato definito scomponendo il setto in tre parti come già visto nell'analisi dei carichi.

| Incidenza Setti ascensore | | | |
|---------------------------|-----------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Carico setto | $G_{setto,asc}$ | 42.1 | kN/m |

Tabella 37. Incidenza setti ascensore

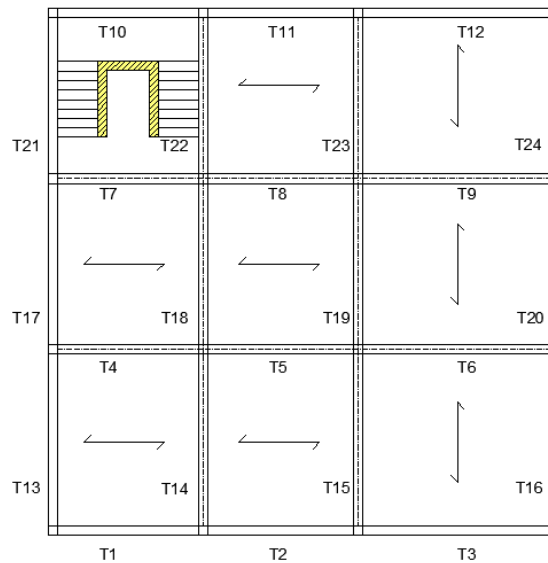


Figura 28, Incidenza setti ascensore

Si riportano, in via riepilogativa, anche le superfici e le lunghezze di tutti gli elementi sopra trattati.

| Superfici e lunghezze | | | |
|-----------------------|------------------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Solaio interpiano | $sup_{sol,int}$ | 253.0 | m ² |
| Solaio copertura | $sup_{sol,cop}$ | 280.5 | m ² |
| Scale | sup_{scale} | 27.5 | m ² |
| Tamponature | $l_{tamponature}$ | 67.0 | m |
| Travi per/por | $l_{travi,per,por}$ | 100.7 | m |
| Travi collegamento | $l_{travi,coil}$ | 17.3 | m |
| Pilastri | $l_{pilastri}$ | 3.0 | m |
| Copertura | $sup_{copertura}$ | 280.5 | m ² |
| Pianerottolo 1 | $sup_{pianerottolo,1}$ | 6.14 | m ² |
| Pianerottolo 2 | $sup_{pianerottolo,2}$ | 5.92 | m ² |
| Setti ascensore | $l_{setti,ascensore}$ | 3.00 | m |

Tabella 38. Superfici e lunghezze per le incidenze

Fatti tutti questi doverosi ragionamenti e calcoli, è finalmente possibile andare a calcolare il peso sismico di ciascuno degli elementi sopra citati come il prodotto fra la sua superficie o lunghezza e la sua combinazione di carico sismico. Va ovviamente fatta una distinzione fra il solaio interpiano e quello di copertura. Una volta calcolati tutti i pesi sismici per tutti gli elementi, il peso sismico del piano sarà banalmente dato dalla somma di tutti i contributi. Noto il peso sismico di ciascun piano è possibile ottenere la relativa massa sismica dividendo il peso sismico per l'accelerazione gravitazionale “g” (pari a 9.81 m/s²). L'ultima cosa che resta da fare ora è determinare la massa rotazionale per ciascun piano. Essa si trova sfruttando il raggio giratore d'inerzia, in questo modo:

$$I_p = M_{tot} \rho^2$$

$$\rho = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{12}}$$

Dove “p” è il raggio giratore, dato dalla radice del rapporto fra la somma dei quadrati delle dimensioni dell'orizzontamento e dodici e “M_{tot}” è la massa sismica totale del generico piano.

| Calcolo delle masse sismiche - Interpiano | | | |
|---|-------------------------------|----------------|--------------------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Solaio interpiano | m _{sol,int} | 1868.4 | kN |
| Scale | m _{scale} | 182.7 | kN |
| Tamponature | m _{tamponature} | 374.6 | kN |
| Travi | m _{travi} | 593.6 | kN |
| Pilastrì | m _{pilastrì} | 252.0 | kN |
| Pianerottolo | m _{pianerottolo} | 70.3 | kN |
| Setti ascensore | m _{setti,ascensore} | 126.2 | kN |
| Setti aggiuntivi | m _{setti,aggiuntivi} | 178.9 | kN |
| TOTALE | W_{tot,int} | 3646.6 | kN |
| MASSA | M_{tot,int} | 371.7 | ton*m |
| INERZIA | I_{R,int} | 17385.8 | ton*m² |

| Calcolo delle masse sismiche - Copertura - no setti | | | |
|---|------------------------------|----------------|--------------------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Solaio copertura | m _{sol,cop} | 1079.9 | kN |
| Travi | m _{travi} | 593.6 | kN |
| Pilastrì | m _{pilastrì} | 126.0 | kN |
| Copertura | m _{copertura} | 1140.51 | kN |
| Setti ascensore | m _{setti,ascensore} | 63.1 | kN |
| TOTALE | W_{tot,cop} | 3003.1 | kN |
| MASSA | M_{tot,cop} | 306.1 | ton*m |
| INERZIA | I_{R,cop} | 14317.8 | ton*m² |

| Masse sismiche | | | |
|-------------------|----------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Lato minore | L ₁ | 16.5 | m |
| Lato minore | L ₂ | 17.0 | m |
| Raggio di inerzia | ρ | 6.8 | m |

Tabella 39. Masse sismiche e rotazionali per solai interpiano e copertura

8. Calcolo del centro di massa

Una volta calcolate le masse sismiche e rotazionali è possibile procedere con il calcolo dei centri di massa per ogni orizzontamento. A tal fine si ricorre al teorema di Varignon, fissando il sistema di riferimento all’estradosso del pilastro P1. Il teorema di Varignon consiste nel calcolare i momenti statici, rispetto sia all’asse “x” che “y”, di tutti gli elementi presenti in un piano; dopodiché si trovano i momenti totali sommando tutti quelli dei singoli elementi e da questi è possibile ricavare le coordinate del centro di massa dividendoli per la massa sismica totale trovata nel capitolo precedente.

$$\begin{aligned} S_{x,tot} &= \sum_i y_i m_i \\ S_{y,tot} &= \sum_i x_i m_i \\ M_{tot} &= \sum_i m_i \\ x_{cm} &= \frac{S_{y,tot}}{M_{tot}} \\ y_{cm} &= \frac{S_{x,tot}}{M_{tot}} \end{aligned}$$

Dove con “y_i” e “x_i” sono indicate rispettivamente le distanze dei baricentri dei vari elementi dall’asse delle ascisse e delle ordinate in accordo con il sistema di riferimento considerato. Com’è facile dedurre da quanto appena descritto, il centro di massa dipende direttamente dagli elementi presenti in un orizzontamento ed in particolar modo dalla loro dimensione e posizione. Nel progetto in esame, i piani sono tutti uguali fra loro ad eccezione del quarto orizzontamento, vale a dire quello al di sotto della copertura, che non presenta il vano scale – ascensore. Si è dunque eseguito il calcolo per le due casistiche: i vari solai interpiano fra loro uguali e il quarto solaio interpiano non praticabile. Per quanto riguarda il solaio interpiano, è stato diviso in due parti: la prima consiste nelle due maglie a sinistra al di sotto di quella del vano scale – ascensore, mentre la seconda è composta dalle restanti. Una volta definite le coordinate dei baricentri di queste due parti è possibile calcolare la massa di ciascuna di esse: si moltiplica l’area di ciascuna parte, ovviamente in metri quadri, per il peso simico del solaio interpiano ottenuto nel capitolo precedente, in kN al metro quadro. Si ottengono così le masse delle due parti in kN. Fatto ciò, è possibile calcolare i momenti statici come sopra descritto.

| Momento statico solaio interpiano (1) | | | |
|---------------------------------------|----------------|----------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa | M | 424.6375 | kN |
| * Ascisse baricentro | x _G | 2.5 | m |
| * Ordinata baricentro | y _G | 5.75 | m |
| Momento statico rispetto a x | S _x | 2441.666 | kNm |
| Momento statico rispetto a y | S _y | 1061.594 | kNm |

| Momento statico solaio interpiano (2) | | | |
|---------------------------------------|----------------|----------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa | M | 1443.768 | kN |
| * Ascisse baricentro | x _G | 10.75 | m |
| * Ordinata baricentro | y _G | 8.5 | m |
| Momento statico rispetto a x | S _x | 12272.02 | kNm |
| Momento statico rispetto a y | S _y | 15520.5 | kNm |

Tabella 40. Momenti statici solaio interpiano

Il ragionamento è pressoché analogo per le scale e per i due pianerottoli. Per quanto riguarda le scale si precisa che, come superficie delle scale, si è considerata l'area dell'intera maglia ospitante il vano scale – ascensore questo sia a scopo di semplificazione ma anche cautelativo.

| Momento statico scala | | | |
|------------------------------|---------|----------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa | M | 182.7031 | kN |
| * Ascisse baricentro | x_G | 2.5 | m |
| * Ordinata baricentro | y_G | 14.25 | m |
| Momento statico rispetto a x | S_x | 2603.52 | kNm |
| Momento statico rispetto a y | S_y | 456.7578 | kNm |

| Momento statico pianerottolo 1 | | | |
|--------------------------------|---------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa | M | 35.81 | kN |
| * Ascisse baricentro | x_G | 2.5 | m |
| * Ordinata baricentro | y_G | 12.95 | m |
| Momento statico rispetto a x | S_x | 463.75 | kNm |
| Momento statico rispetto a y | S_y | 89.53 | kNm |

| Momento statico pianerottolo 2 | | | |
|--------------------------------|---------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa | M | 34.48 | kN |
| * Ascisse baricentro | x_G | 2.5 | m |
| * Ordinata baricentro | y_G | 16.025 | m |
| Momento statico rispetto a x | S_x | 552.61 | kNm |
| Momento statico rispetto a y | S_y | 86.21 | kNm |

Tabella 41. Momento statico scala e pianerottolo

Per effettuare il calcolo dei momenti statici delle tamponature, queste sono state suddivise in quattro gruppi, in maniera concorde ai lati dell'edificio. Per ciascun gruppo è stata calcolata la massa moltiplicando la lunghezza del lato in questione per la combinazione relativa alle tamponature calcolata nel capitolo precedente. A seguito della determinazione dei vari baricentri è stato possibile calcolare per ciascuna tamponatura i momenti statici. Quelli totali sono ragionevolmente dati dalla somma dei quattro contributi.

| Momento statico tamponature | | | |
|--------------------------------|-----------|---------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa 1 | M1 | 92.24 | kN |
| * Ascisse baricentro 1 | $x_{G,1}$ | 0.15 | m |
| * Ordinata baricentro 1 | $y_{G,1}$ | 8.5 | m |
| Momento statico rispetto a x 1 | $S_{x,1}$ | 784.04 | kNm |
| Momento statico rispetto a y 1 | $S_{y,1}$ | 13.84 | kNm |
| Massa 2 | M2 | 92.24 | kN |
| * Ascisse baricentro 2 | $x_{G,2}$ | 16.35 | m |
| * Ordinata baricentro 2 | $y_{G,2}$ | 8.5 | m |
| Momento statico rispetto a x 2 | $S_{x,2}$ | 784.04 | kNm |
| Momento statico rispetto a y 2 | $S_{y,2}$ | 1508.13 | kNm |
| Massa 3 | M3 | 95.04 | kN |
| * Ascisse baricentro 3 | $x_{G,3}$ | 8.25 | m |
| * Ordinata baricentro 3 | $y_{G,3}$ | 16.85 | m |
| Momento statico rispetto a x 3 | $S_{x,3}$ | 1601.35 | kNm |
| Momento statico rispetto a y 3 | $S_{y,3}$ | 784.04 | kNm |
| Massa 4 | M4 | 95.04 | kN |
| * Ascisse baricentro 4 | $x_{G,4}$ | 8.25 | m |
| * Ordinata baricentro 4 | $y_{G,4}$ | 0.15 | m |
| Momento statico rispetto a x 4 | $S_{x,4}$ | 14.26 | kNm |
| Momento statico rispetto a y 4 | $S_{y,4}$ | 784.04 | kNm |

Tabella 42. Momento statico tamponature

Per quanto riguarda il calcolo dei momenti statici per il solaio di copertura o il caso del quarto interpiano non praticabile, per amor di sintesi, ci si limita a dire che il ragionamento è tale e quale a quanto già visto prima con il solaio interpiano, cambiano solo i numeri.

| Momento statico Copertura | | | |
|------------------------------|---------|----------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa | M | 1079.925 | m ² |
| * Ascisse baricentro | x_G | 8.25 | m |
| * Ordinata baricentro | y_G | 8.5 | m |
| Momento statico rispetto a x | S_x | 9179.363 | m ³ |
| Momento statico rispetto a y | S_y | 8909.381 | m ³ |

| Momento statico Solaio Copertura | | | |
|----------------------------------|---------|----------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa | M | 1140.513 | m ² |
| * Ascisse baricentro | x_G | 8.25 | m |
| * Ordinata baricentro | y_G | 8.5 | m |
| Momento statico rispetto a x | S_x | 9694.361 | m ³ |
| Momento statico rispetto a y | S_y | 9409.232 | m ³ |

Tabella 43. Momento statico solaio copertura e copertura

La definizione dei momenti statici delle varie travi ha rappresentato senza dubbio uno dei passaggi più laboriosi per il calcolo dei centri di massa. Dal momento che però i passaggi da seguire sono uguali per tutte le travi ci si limita ora a spiegare il ragionamento generale ed a mostrare i risultati ottenuti; sarebbe infatti eccessivamente ed inutilmente lungo spiegare nel dettaglio ciò che è stato fatto per ventiquattro travi. Per il calcolo della massa è stata definita la lunghezza della generica trave a partire dalle dimensioni delle maglie al netto però dei pilastri. Una volta calcolata, per determinare la massa, è stata moltiplicata la lunghezza ottenuta con la combinazione sismica trovata nel capitolo precedente. A tal proposito, s'è reso necessario effettuare una distinzione fra le due tipologie di travi (perimetrali/portanti e di collegamento) dato che, avendo sezioni diverse, avranno conseguentemente anche masse diverse a parità di lunghezza. Noto ciò è stato possibile determinare manualmente tutte le coordinate dei vari baricentri delle travi. È infine possibile definire i momenti statici per ogni trave.

Una volta fatto ciò per tutte le travi perimetrali o portanti e per quelle di collegamento, sommando i vari contributi si ottiene il totale dei momenti statici per le due diverse tipologie di travi.

Per quanto riguarda i pilastri, il ragionamento è pressoché analogo alle travi: per ciascun pilastro, sedici in tutto, si deve calcolare la massa. Essa è definita come il prodotto fra la combinazione calcolata nel capitolo precedente e la lunghezza relativa ad ogni piano, vale a dire metà elevazione al di sotto ed altrettanta al di sopra dell'orizzontamento considerato per un totale di tre metri, ad eccezione del solaio di copertura che, non avendo pilastri al di sopra, considera solamente metà elevazione al di sotto pari a un metro e mezzo. Un aspetto positivo è che, al contrario delle travi, i pilastri hanno forma costante e dunque una volta calcolata la massa per un pilastro la si applica a tutti gli altri. Dopo di che si misurano a mano le distanze dei baricentri dei pilastri dal sistema di riferimento scelto e si calcolano i momenti statici relativi ad ogni pilastro per poi sommarli tutti assieme.

Le tabelle riepilogative del calcolo dei centri di massa delle varie travi e pilastri, per amor di sintesi, sono consultabili sull'apposita appendice.

Manca solo da determinare i momenti statici relativi ai setti dell'ascensore. Nuovamente sono stati divisi in tre parti per facilitare i conti. Calcolata la massa di ciascuno di essi, di cui due uguali fra loro ed uno diverso, pari alla combinazione sismica per la stessa lunghezza considerata nei pilastri, e determinate le posizioni dei tre baricentri si ottengono i singoli contributi. Sommandoli fra loro si ottengono i due momenti statici desiderati.

| Momento statico Parte 1 | | | |
|------------------------------|---------|----------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa | M | 126.225 | kN |
| * Ascisse baricentro | x_G | 1.75 | m |
| * Ordinata baricentro | y_G | 14.035 | m |
| Momento statico rispetto a x | S_x | 1771.568 | kNm |
| Momento statico rispetto a y | S_y | 220.8938 | kNm |

| Momento statico Parte 2 | | | |
|------------------------------|---------|----------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa | M | 126.225 | kN |
| * Ascisse baricentro | x_G | 2.58 | m |
| * Ordinata baricentro | y_G | 15.43 | m |
| Momento statico rispetto a x | S_x | 1947.652 | kNm |
| Momento statico rispetto a y | S_y | 325.0294 | kNm |

| Momento statico Parte 3 | | | |
|------------------------------|---------|----------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa | M | 126.225 | kN |
| * Ascisse baricentro | x_G | 3.4 | m |
| * Ordinata baricentro | y_G | 14.035 | m |
| Momento statico rispetto a x | S_x | 1771.568 | kNm |
| Momento statico rispetto a y | S_y | 429.165 | kNm |

Tabella 44. Momento statico setti ascensore

Una volta calcolati tutti i contributi non resta da far altro che sommarli fra loro così da ottenere il momento statico totale rispetto all'asse "x" ed "y" per ciascun solaio interpiano. Dividendo ciò per il peso simico totale si ottengono le coordinate del centro di massa.

| Solaio interpiano | | | | | |
|--------------------|--------|-----------------|-----------------|-------------------|------------------|
| Elemento | w | Sx | Sy | wSx | wSy |
| Solaio interpiano | 7.39 | 14713.69 | 16582.09 | 108660.60 | 122458.77 |
| Scala | 6.64 | 2603.52 | 456.76 | 17297.13 | 3034.58 |
| Pianerottolo | 5.83 | 1016.36 | 175.74 | 5925.40 | 1024.55 |
| Tamponatura | 5.59 | 3183.70 | 3090.06 | 17797.93 | 17274.46 |
| Travi per/por | 23.33 | 4581.08 | 4631.09 | 106891.97 | 108058.78 |
| Travi collegamento | 12.50 | 567.66 | 323.44 | 7095.70 | 4042.97 |
| Pilastri | 17.50 | 2167.20 | 1984.50 | 37926.00 | 34728.75 |
| Setto scale | 140.25 | 5490.79 | 975.09 | 770082.95 | 136756.11 |
| TOTALE | - | 34324.00 | 28218.76 | 1071677.68 | 427378.98 |

| Centro di massa solaio interpiano | | | |
|-----------------------------------|---------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Ascissa | X_G | 8.138 | m |
| Ordinata | Y_G | 9.898 | m |

Tabella 45. Centro di massa solaio interpiano

Per quanto riguarda la copertura il ragionamento è ovviamente lo stesso, ciò che cambia è che alcune voci non sono più presenti come, per esempio, la scala e le tamponature. Una precisazione doverosa è che sia i pilastri che i setti del vano scala – ascensore hanno momento statico dimezzato dato che non si considera metà elevazione sotto e altrettanta sopra il piano, ma solamente sotto. In più rispetto al solaio interpiano, ragionevolmente, presenta però la voce "copertura". In linea di massima il centro di massa del solaio di copertura risulta più centrato rispetto a quello dei solai sottostanti, come è facile immaginare dato che si considerano meno setti sostanzialmente.

| Solaio Copertura | | | | | |
|--------------------|--------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|
| Elemento | w | Sx | Sy | wSx | wSy |
| Solaio Copertura | 3.85 | 9694.36 | 9409.23 | 37323.29 | 36225.54 |
| Copertura | 4.07 | 9179.36 | 8909.38 | 37323.29 | 36225.54 |
| Travi per/por | 23.33 | 4581.08 | 4631.09 | 106891.97 | 108058.78 |
| Travi collegamento | 12.50 | 567.66 | 323.44 | 7095.70 | 4042.97 |
| Pilastri | 17.50 | 1083.60 | 992.25 | 37926.00 | 34728.75 |
| Setto scale | 140.25 | 2745.39 | 487.54 | 385041.47 | 68378.05 |
| TOTALE | - | 27851.46 | 24752.94 | 226560.25 | 219281.59 |

| Centro di massa solaio copertura | | | |
|----------------------------------|---------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Ascissa | X_G | 8.242 | m |
| Ordinata | Y_G | 9.274 | m |

Tabella 46. Centro di massa solaio copertura

9. Calcolo del centro di rigidezza

Durante la sua azione, il sisma induce un'accelerazione nella struttura che provoca la nascita di forze d'inerzia orizzontali, agenti al livello dei solai dei diversi piani dell'edificio, dove si può assumere concentrata la massa dell'edificio. L'effetto delle forze orizzontali su un generico piano, è quello di farlo traslare e ruotare orizzontalmente come un corpo rigido rispetto al piano sottostante, questo facendo ovviamente un'ipotesi di solai rigidi nel piano. Per effetto delle forze d'inerzia verrà imposto uno spostamento a tutti i telai e le pareti del piano, il che provocherà la nascita di forze orizzontali resistenti nello specifico forze di taglio, proporzionali alla rigidezza dei suddetti telai e pareti. Il centro di rigidezza rappresenta il baricentro delle forze orizzontali resistenti nel singolo piano. Si può dunque affermare che in tale punto sia applicata la reazione dell'impalcato al sisma. Nasce quindi la necessità di evitare eccessive eccentricità tra il centro di massa e il centro di rigidezza affinché siano ridotte le sollecitazioni torsionali che sollecitano maggiormente i pilastri perimetrali. Sono state determinate le coordinate del centro di rigidezza per gli interpiani e per il piano di copertura analizzando gli elementi che offrono un contributo in termini di rigidezza alla struttura, ovvero i setti e i pilastri. Nella fattispecie il sistema di riferimento è lo stesso, ragionevolmente, che è stato usato per il calcolo della posizione del centro di massa. Prima di procedere con il calcolo è bene dire che a fine semplificativo sono state fatte le seguenti ipotesi:

- 1) Deformazione a taglio degli elementi resistenti trascurabile;
- 2) Gli elementi resistenti sono vincolati da un doppio incastro;

Le coordinate del centro di rigidezza sono state definite a partire dalle rigidezze degli elementi del piano applicando il teorema di Varignon, come segue.

$$X_{CR} = \frac{\sum_i k_{yi} x_i}{\sum_i k_{yi}}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum_i k_{xi} y_i}{\sum_i k_{xi}}$$

Dove

$$k_{xi} = \frac{nEI_{yi}}{H_i^3}$$

$$k_{yi} = \frac{nEI_{xi}}{H_i^3}$$

E dove

$$I_{xi} = \frac{x_i y_i^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{y_i x_i^3}{12}$$

E, ancora, dove:

- “n” è un coefficiente adimensionale definito dalle condizioni di vincolo e si è assunto pari a 12 considerando il pilastro doppiamente incastrato in sommità e alla base;
- “E” è il modulo di elasticità del calcestruzzo;

- “ x_i ” e “ y_i ” sono le dimensioni in pianta dei pilastri e dei setti rispettivamente in direzione X e in direzione Y;

| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
|----------------------------------|---------|------------|-----------------|
| Coefficiente (incastro-incastro) | n | 12 | - |
| Modulo di elasticità | E | 31447.1614 | Mpa |
| Altezza pilastri | z | 3 | m |

Tabella 47. Parametri per il calcolo del CR

Di seguito si riportano i calcoli effettuati. Si specifica che nel caso della copertura, per pilastri e setti è stata considerata una lunghezza pari alla metà di quella usata per i piani inferiori conformemente a quanto fatto per il calcolo dei pesi sismici.

| Calcolo centri di rigidezza interpiano | | | | | | | | | | | | |
|--|------|-----|------|-----|----------------|----------------|----------|----------|-------|-------|----------|----------|
| Elementi | Lx | Lx | Ly | Ly | Ix | Iy | Ixx | Iyy | x | y | IxxIy | IyyIy |
| | cm | m | cm | m | m ⁴ | m ⁴ | N/m | N/m | m | m | - | - |
| P1 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 2.28E+07 | 1.24E+08 | 0.15 | 0.35 | 7.98E+06 | 1.86E+07 |
| P2 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 1.24E+08 | 2.28E+07 | 5.00 | 0.15 | 1.86E+07 | 1.14E+08 |
| P3 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 1.24E+08 | 2.28E+07 | 10.00 | 0.15 | 1.86E+07 | 2.28E+08 |
| P4 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 2.28E+07 | 1.24E+08 | 16.35 | 0.35 | 7.98E+06 | 2.03E+09 |
| P5 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 2.28E+07 | 1.24E+08 | 0.15 | 6.00 | 1.37E+08 | 1.86E+07 |
| P6 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 1.24E+08 | 2.28E+07 | 5.00 | 6.00 | 7.45E+08 | 1.14E+08 |
| P7 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 1.24E+08 | 2.28E+07 | 10.00 | 6.00 | 7.45E+08 | 2.28E+08 |
| P8 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 2.28E+07 | 1.24E+08 | 16.35 | 6.00 | 1.37E+08 | 2.03E+09 |
| P9 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 2.28E+07 | 1.24E+08 | 0.15 | 11.50 | 2.62E+08 | 1.86E+07 |
| P10 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 1.24E+08 | 2.28E+07 | 5.00 | 11.50 | 1.43E+09 | 1.14E+08 |
| P11 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 1.24E+08 | 2.28E+07 | 10.00 | 11.50 | 1.43E+09 | 2.28E+08 |
| P12 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 2.28E+07 | 1.24E+08 | 16.35 | 11.50 | 2.62E+08 | 2.03E+09 |
| P13 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 2.28E+07 | 1.24E+08 | 0.15 | 16.65 | 3.80E+08 | 1.86E+07 |
| P14 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 1.24E+08 | 2.28E+07 | 5.00 | 16.85 | 2.09E+09 | 1.14E+08 |
| P15 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 1.24E+08 | 2.28E+07 | 10.00 | 16.85 | 2.09E+09 | 2.28E+08 |
| P16 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 2.28E+07 | 1.24E+08 | 16.35 | 16.65 | 3.80E+08 | 2.03E+09 |
| Setto ascensore | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.54E+10 | 1.80E+10 | 2.58 | 14.50 | 2.24E+11 | 4.64E+10 |
| Σ | | | | | | | 1.66E+10 | 1.92E+10 | | | 2.34E+11 | 5.60E+10 |

| COORDINATE CENTRO DI RIGIDEZZA INTERPIANO | | |
|---|-------|---|
| X _{C.R.} | 2.92 | m |
| Y _{C.R.} | 14.10 | m |

Tabella 48. Coordinate del centro di rigidezza interpiano

| Calcolo centri di rigidezza copertura | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|------|-----|------|-----|----------------|----------------|----------|----------|------|------|----------|----------|
| Elementi | Lx | Lx | Ly | Ly | Ix | Iy | Ixx | Iyy | x | y | IxxIy | IyyIy |
| | cm | m | cm | m | m ⁴ | m ⁴ | N/m | N/m | m | m | - | - |
| P1 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 1.82E-04 | 9.94E-04 | 0.2 | 0.4 | 6.39E-05 | 1.49E-04 |
| P2 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 9.94E-04 | 1.82E-04 | 5.0 | 0.2 | 1.49E-04 | 9.12E-04 |
| P3 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 9.94E-04 | 1.82E-04 | 10.0 | 0.2 | 1.49E-04 | 1.82E-03 |
| P4 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 1.82E-04 | 9.94E-04 | 16.4 | 0.4 | 6.39E-05 | 1.62E-02 |
| P5 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 1.82E-04 | 9.94E-04 | 0.2 | 6.0 | 1.09E-03 | 1.49E-04 |
| P6 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 9.94E-04 | 1.82E-04 | 5.0 | 6.0 | 5.96E-03 | 9.12E-04 |
| P7 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 9.94E-04 | 1.82E-04 | 10.0 | 6.0 | 5.96E-03 | 1.82E-03 |
| P8 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 1.82E-04 | 9.94E-04 | 16.4 | 6.0 | 1.09E-03 | 1.62E-02 |
| P9 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 1.82E-04 | 9.94E-04 | 0.2 | 11.5 | 2.10E-03 | 1.49E-04 |
| P10 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 9.94E-04 | 1.82E-04 | 5.0 | 11.5 | 1.14E-02 | 9.12E-04 |
| P11 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 9.94E-04 | 1.82E-04 | 10.0 | 11.5 | 1.14E-02 | 1.82E-03 |
| P12 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 1.82E-04 | 9.94E-04 | 16.4 | 11.5 | 2.10E-03 | 1.62E-02 |
| P13 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 1.82E-04 | 9.94E-04 | 0.2 | 16.7 | 3.04E-03 | 1.49E-04 |
| P14 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 9.94E-04 | 1.82E-04 | 5.0 | 16.9 | 1.67E-02 | 9.12E-04 |
| P15 | 70.0 | 0.7 | 30.0 | 0.3 | 1.58E-03 | 8.58E-03 | 9.94E-04 | 1.82E-04 | 10.0 | 16.9 | 1.67E-02 | 1.82E-03 |
| P16 | 30.0 | 0.3 | 70.0 | 0.7 | 8.58E-03 | 1.58E-03 | 1.82E-04 | 9.94E-04 | 16.4 | 16.7 | 3.04E-03 | 1.62E-02 |
| Setti ascensore | | | | | 1.2 | 1.1 | 1.23E-01 | 1.44E-01 | 2.6 | 14.5 | 1.7890 | 0.3713 |
| Σ | | | | | | | 1.33E-01 | 1.54E-01 | | | 1.87E+00 | 4.48E-01 |

| COORDINATE CENTRO DI RIGIDEZZA COPERTURA | | | |
|--|--|--------|---|
| $X_{C.R.}$ | | 2.620 | m |
| $Y_{C.R.}$ | | 14.445 | m |

Tabella 49. Coordinate del centro di rigidità copertura

Una volta calcolati le posizioni dei centri di massa e rigidità è utile vederli in planimetria per capire meglio la situazione attuale. Su Excel sono stati realizzati due grafici, uno per i solai interpiano e uno per quello di copertura, in cui è schematizzata una planimetria della struttura e ivi riportati i due centri calcolati.

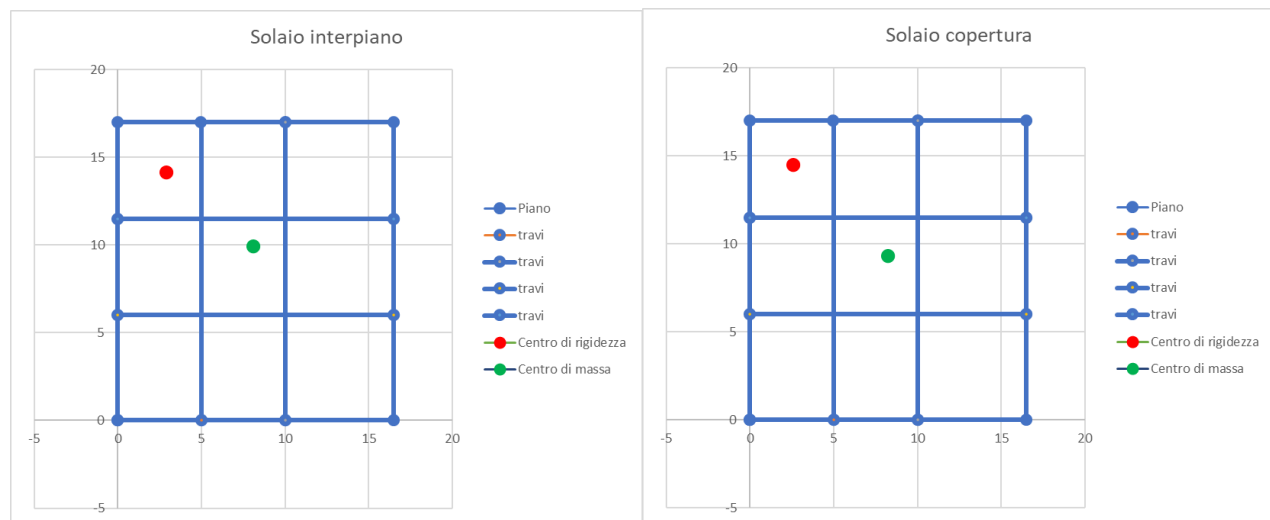


Figura 29, Centri di massa e di rigidità solaio di interpiano e di copertura

Come il lettore avrà sicuramente avuto modo di notare, la struttura non è neanche lontanamente simmetrica. Innanzitutto, la terza fila di maglie dei solai è visivamente molto più grande rispetto alle altre due e poi, ovviamente, c'è il setto scale ascensore che non è centrato. Questo comporta che, nonostante il centro di massa resti grossomodo centrale, certo un po' spostato verso "l'alto" data la presenza dei setti dell'ascensore, il centro di rigidità ne sia invece totalmente richiamato. Ne risulta che i due centri di massa e rigidità non siano nemmeno lontanamente vicini, avendo un'eccentricità che supera i sei metri. Questo, come detto, comporta l'insorgenza di sollecitazioni torsionali che rappresentano uno stato di sforzo non uniforme e dunque da evitare se possibile.

10. Setti aggiuntivi

Ciò che emerge dal capitolo precedente è la necessità di ridurre l'eccentricità fra il centro di massa e il centro di rigidezza. A tal proposito una delle soluzioni più comunemente adottate è l'introduzione di alcuni setti rigidi in sostituzione di porzioni di travi e tamponature. Tali setti hanno una grande rigidezza ma una massa contenuta date le loro altrettanto contenute dimensioni in pianta. Questo è importante perché il problema non risiede tanto nella posizione dei centri di massa che, sebbene come detto sia un pelo spostata verso l'alto, risulta comunque abbastanza centrata ma piuttosto nei centri di rigidezza, che sono molto attratti dal vano scale – ascensore. Si necessita dunque di un qualcosa che modifichi fortemente la rigidezza senza impattare eccessivamente la massa: i setti appunto. Non esistono obblighi normativi circa il posizionamento dei setti, si procede a tentativi per vedere la configurazione migliore. Per quanto riguarda il caso in esame, essendo che il centro di rigidezza è spostato in alto a sinistra guardando in pianta la struttura, un'iniziale soluzione è quella di porre i due setti attorno al vertice in basso a destra al fine di ricentrare il più possibile il centro di rigidezza. Dei setti sono fissate solamente due dimensioni: le larghezze di ciascuno, pari a quella della trave perimetrale che interrompono, ovvero 30 centimetri. Per le rispettive lunghezze invece si può procedere iterativamente fino a trovare la soluzione ottimale. Ciò risulta, però, una sorta di terno al lotto. Si è seguito allora il seguente metodo, sia per i solai interpiano che di copertura: si è partiti dal grafico rappresentante la struttura in pianta e i due centri di massa e rigidezza. Si è scelto dove inserire i setti, in particolar modo a partire dal pilastro di bordo escluso, tenendo conto del suo orientamento. Fatto ciò, sono state inserite delle lunghezze fittizie dei setti allo scopo di vedere se venissero rappresentati graficamente ma anche, se non soprattutto, per essere facilitati nella definizione della posizione dei baricentri dei due setti in funzione della loro lunghezza. In pratica, in questo modo, se cambia la lunghezza cambia automaticamente anche la posizione dei baricentri. Ma non finisce qui perché se si mantiene inalterata la lunghezza ma si decide di far scorrere i setti lungo le pareti che li contengono, anche in questo caso automaticamente cambieranno i baricentri. La distanza fra centro di massa e centro di rigidezza è costantemente nota grazie alla seguente formula:

$$d = \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2}$$

Ora è necessario ricalcolare il centro di massa e di rigidezza in presenza dei setti, ai quali appunto inizialmente è stato assegnato un valore casuale di lunghezza. Per amor di sintesi si omettono i passaggi già affrontati nei due capitoli precedenti. Si specifica solamente che ovviamente il calcolo va fatto sia per i solai interpiano che di copertura, questo perché sebbene essi non siano praticabili e dunque serviti dal nucleo scale – ascensore, comunque tale solaio considera mezza elevazione al di sotto di sé stesso e quindi prende parte dei setti. Quindi, in altre parole, in copertura ascensore, pilasti e setti aggiuntivi si considerano solo per un metro e mezzo anziché tre. Una volta ridefiniti i centri di massa e rigidezza con le generiche lunghezze dei setti, con la funzione ricerca obiettivo di Excel, imponendo tale valore a zero facendo variare prima la lunghezza di un setto e poi dell'altro ecco che si ottiene la conformazione ottimale e le lunghezze dei setti.

Il risultato è abbastanza soddisfacente: nei solai interpiano la distanza fra i due centri passa da oltre sei metri ad appena sette centimetri. Si mantiene appena elevata, circa mezzo metro, solo in copertura questo perché sebbene ci siano i setti aggiuntivi e quelli dell'ascensore considerati per un metro e mezzo

sotto l’impalcato, ora c’è anche il solaio laddove prima c’era appunto il vano scale – ascensore che richiama il centro di rigidezza un pelo verso l’alto. In linea di massima però i due centri risultano essere abbastanza centrati in entrambi i solai. Nonostante la soluzione individuata analiticamente su Excel risulti essere più che soddisfacente, una volta importata nel programma di modellazione “Midas Gen” si può notare una grande discrepanza nei risultati ottenuti. La causa di tale differenza risiede nella miglior capacità del software di modellare il reale comportamento della struttura: mentre in Excel sostanzialmente si considera ogni piano come se fosse uguale al precedente e successivo in termini di rigidezza, “Midas Gen” tiene invece in conto il fatto che le rigidezze cambiano con la quota. Ecco, dunque, che la rigidezza dei setti aggiuntivi, in Excel considerata uniforme per tutta l’altezza, in Midas invece si riduce con la quota perché sono giustamente schematizzati come delle mensole incastrate alla base. Ne risulta un diverso posizionamento dei centri di rigidezza, che rende necessario una rapida riprogettazione dei setti. Nella fattispecie ne sono stati inseriti sei, di dimensioni abbastanza contenute. La ragione per la quale ne sono stati introdotti un numero tanto elevato risiede nel fatto che la struttura, come si potrà approfondire in seguito, presenta una grande irregolarità in pianta rappresentata dal vano scale – ascensore che risulta molto eccentrico. Ne conseguono importanti sollecitazioni torsionali. Per evitare ciò è possibile disporre degli elementi strutturali molto rigidi, quali appunto i setti, sul perimetro esterno della struttura. Sono state provate innumerevoli configurazioni, molte delle quali con meno setti, ma nessuna raggiungeva risultati soddisfacenti come quella selezionata. Un aspetto da tenere però a mente riguarda l’eccentricità fra i centri di massa e di rigidezza: sebbene nei piani intermedi siano abbastanza minime, al massimo qualche decina di centimetri, in copertura assumono valori ben superiori al metro. Va però detto che, come si potrà vedere nel prossimo capitolo, i moti risultano disaccoppiati e anzi, al diminuire dell’eccentricità essi si accoppiano.

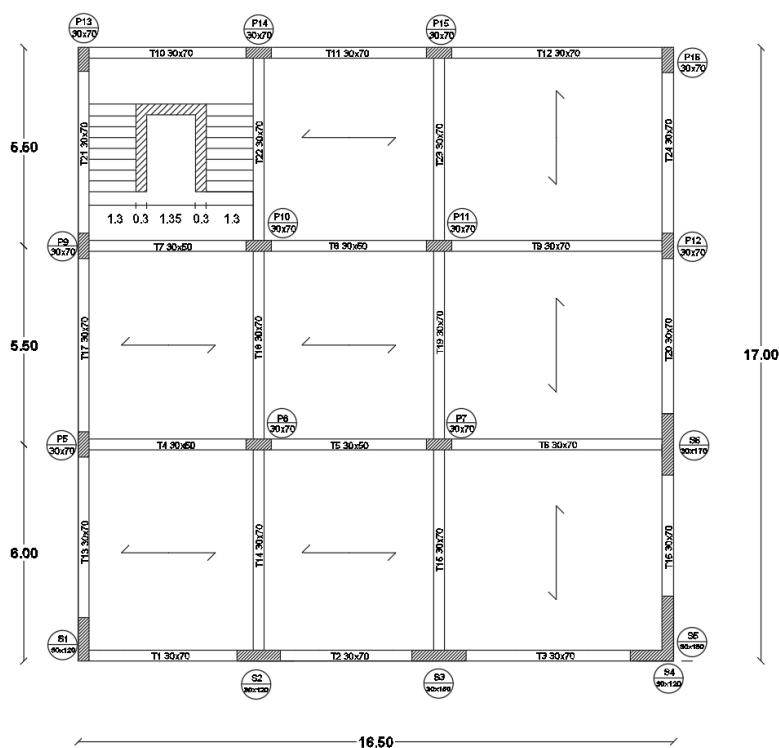


Figura 30, Schema strutturale con setti aggiuntivi

11. Analisi Modale

Una volta effettuati tutti i calcoli, l'ultimo passo è l'analisi modale. Questa è in realtà il primo passaggio dell'analisi dinamica lineare di una struttura. Di fatti, i metodi per lo studio della risposta di una struttura ad un certo sisma indicati dalla normativa sono quattro, due lineari e due non lineari. I primi due si adoperano per struttura dissipative o non che siano, ovvio è che varierà il fattore di struttura "q", senza però considerare le non linearità geometriche. Ciò vuol dire che la configurazione deformata della struttura è assimilabile a quella indeformata, perché le deformazioni non sono eccessive. I due metodi non lineari sono invece usati per le strutture dissipative in cui non è possibile ignorare le non linearità geometriche. Mentre per le strutture esistenti tipicamente si adotta il metodo di analisi statica non lineare, per la realizzazione del nuovo il metodo più usato è quello dinamico lineare. Esso è riassumibile in tre passaggi fondamentali: il primo, come detto, è l'analisi modale cioè lo studio dei modi di vibrazione della struttura. Dopo di che si devono indagare gli effetti dell'azione sismica sulla struttura mediante l'adozione di uno spettro ed infine si fa una combinazione degli effetti. Non si considereranno tutti i modi della struttura, ma solo quelli per cui viene movimentata almeno il 5% della massa per ciascuno ed inoltre si considerano solamente fino ad un totale di massa partecipante pari all'85%. Vedendo i passaggi più nel dettaglio si può dire che:

- 1) Si esegue l'analisi modale definendo le masse sismiche, i centri di massa e di rigidità andandone a minimizzare la distanza;
- 2) Si definisce il fattore di riduzione di resistenza "q" e si definiscono gli spettri per gli SLV e SLD;
- 3) Si definiscono gli spettri di progetto;
- 4) Si definisce gli effetti dell'azione sismica nelle due direzioni "x" ed "y" sia per SLV che SLD;
- 5) Si definisce gli effetti combinati dell'azione sismica e verticale;
- 6) Si definisce gli effetti della sola combinazione fondamentale verticale;
- 7) Si fa il diagramma di involucro;

Con la presente relazione ci si ferma al primo step, come si è potuto leggere nei precedenti capitoli. L'analisi modale, nella fattispecie, è stata fatta sfruttando il software "Midas Gen". Non essendo questo un manuale d'uso del programma si spiega rapidamente quanto fatto ed i risultati ottenuti. È stato realizzato un modello della struttura in base a quanto predimensionato su Excel, ovviamente usando gli stessi materiali. I setti sono stati inseriti come elementi wall, tipo "plate", con uno spessore pari a quello dei setti, 30 centimetri, e le scale essendo a soletta rampante non sono state modellate. Sono state inserite però le travi di testata. Dal momento che l'angolo di copertura è davvero minimo, a livello di modellazione dato che la falda inclinata rendeva difficoltosa l'applicazione dei carichi, per semplicità è stata considerata come orizzontale. Fatto ciò, si è definito il tipo di struttura come "X-Y" e sono stati definiti i vari piani correggendoli manualmente dato che ovviamente risentivano della presenza delle travi di testata e dei setti. Una volta modellata la struttura sono stati definiti tutte le varie tipologie di carico che sono state analizzate nei primi capitoli della presente relazione. Una volta opportunamente assegnati ai vari solai e/o travi, è stato assegnato il peso proprio così come anche la condizione di piano rigido. Sono stati poi convertiti i carichi in masse a seconda dei coefficienti da adottare. Infine, sono stati inseriti dei vincoli di incastro alla base di ogni elemento. Una volta definite le due forze statiche orizzontali in "x" e "y" generiche, è possibile effettuare l'analisi agli autovalori per definire i modi di

vibrazione. Ciò che emerge dai risultati è che sebbene i centri di massa e di rigidezza non risultino precisi come nel caso di quanto calcolato sul file Excel, i primi modi sono comunque abbastanza disaccoppiati. Certo, avere una disaccoppiatura totale è pressoché impossibile perché la struttura non è simmetrica né nelle forme né tantomeno nelle rigidezze, sebbene l'introduzione dei setti aggiuntivi. Non si ha dunque una completa traslazione in "x", in "y" o rotazione in "z" ciclicamente ogni tre modi, ma c'è sempre un qualche punto percentuale delle altre tipologie di movimento. Il primo modo risulta essere quello che sollecita più massa, mentre il secondo è quello che presenta più disturbo da un altro modo, ovvero la rotazione in "z". A partire dal settimo modo il 93% della massa è stata movimentata, il restante 7% parteciperà in realtà nei successivi ben 16 modi dal momento che questi interessano le varie sezioni dei setti ascensore ed aggiuntivi. Si riportano di seguito i risultati dei primi modi, in ordine. Il problema di imporre il tipo di struttura "X-Y" è sostanzialmente l'inclusione di un'ipotesi semplificativa circa i movimenti del solaio. Nonostante si siano definiti i carichi come agenti solo nel piano "x-y", il solaio è libero di spostarsi verticalmente. Tale imposizione sui carichi, infatti, determina solamente di trascurare la componente verticale dell'azione sismica. Se si impone la condizione di struttura "X-Y", però, si sta sostanzialmente imponendo al piano che non può deformarsi verticalmente. Ecco, dunque, che i risultati ottenuti non sono realistici. I modi di vibrazione venivano correttamente disaccoppiati ma le posizioni dei centri di massa e rigidezza discostavano sensibilmente le une dalle altre e l'eccentricità non variavano con la quota, contrariamente a quanto descritto nel capitolo precedente. Ecco dunque che, impostando la tipologia di struttura come "3d", modificando la posizione e la dimensione dei setti come precedentemente descritto, i centri di massa risultano essere abbastanza vicini e i modi di vibrazione sufficientemente disaccoppiati per quanto, come detto, un completo disaccoppiamento è impossibile. Si riportano di seguito i nuovi modi di vibrazione.

| MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|---------|
| | Mode No | TRAN-X | | TRAN-Y | | TRAN-Z | | ROTN-X | | ROTN-Y | | ROTN-Z | |
| | | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) | MASS(%) | SUM(%) |
| | 1 | 74.7340 | 74.7340 | 2.1185 | 2.1185 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0205 | 0.0205 | 0.0131 | 0.0131 |
| | 2 | 1.9730 | 76.7071 | 70.0551 | 72.1736 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0152 | 0.0156 | 0.0013 | 0.0218 | 1.8628 | 1.8759 |
| | 3 | 0.2669 | 76.9740 | 2.2989 | 74.4726 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0035 | 0.0191 | 0.0162 | 0.0380 | 73.9636 | 75.8395 |
| | 4 | 15.7483 | 92.7223 | 0.2310 | 74.7035 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0043 | 0.0234 | 0.4590 | 0.4971 | 0.0367 | 75.8762 |
| | 5 | 0.2048 | 92.9271 | 17.3190 | 92.0226 | 0.0000 | 0.0000 | 0.3905 | 0.4139 | 0.0013 | 0.4984 | 0.0000 | 75.8762 |
| | 6 | 0.1086 | 93.0357 | 0.1435 | 92.1661 | 0.0000 | 0.0000 | 0.2507 | 0.6646 | 0.6127 | 1.1110 | 16.4564 | 92.3327 |

Figura 31. Primi 6 modi di vibrazione

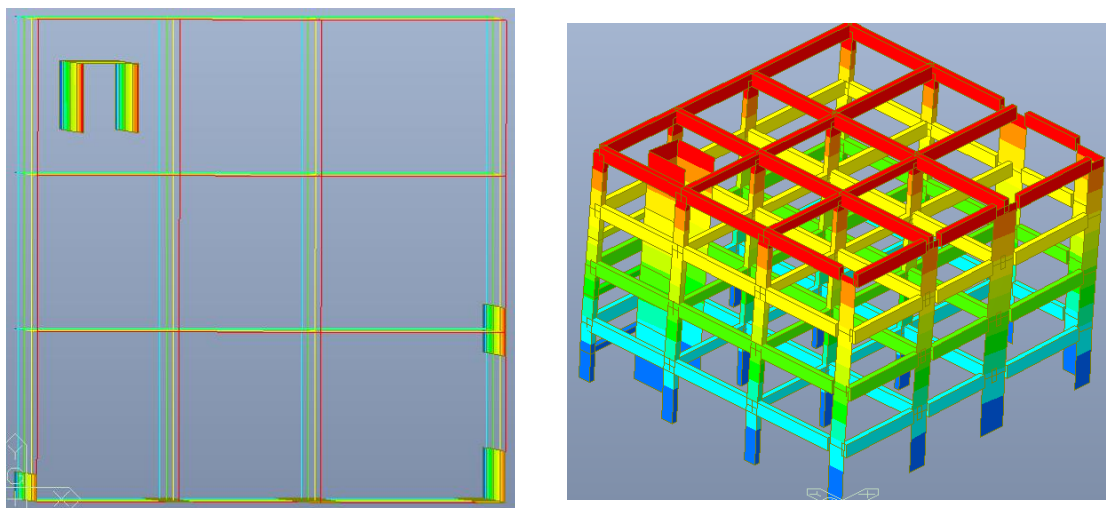


Figura 32. Modo 1

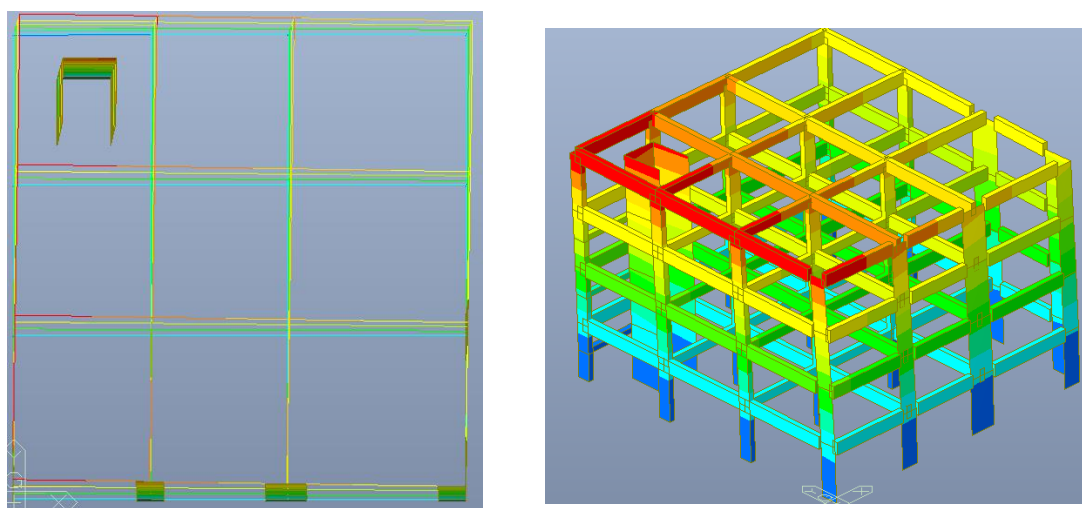


Figura 33. Modo 2

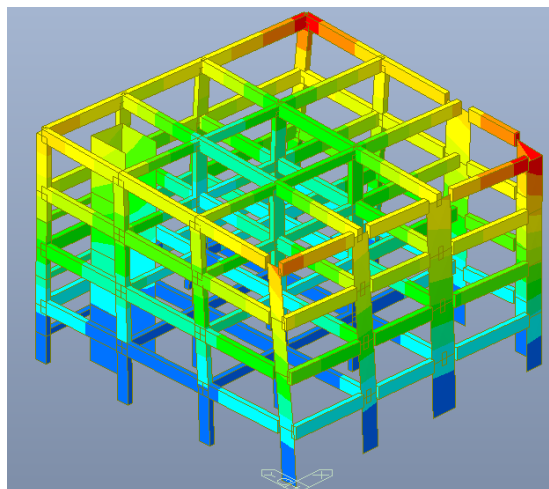
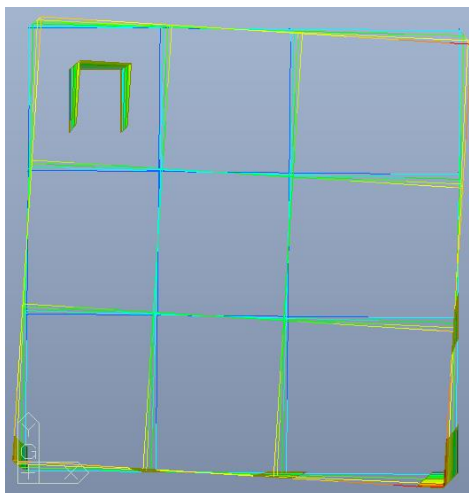


Figura 34. Modo 3

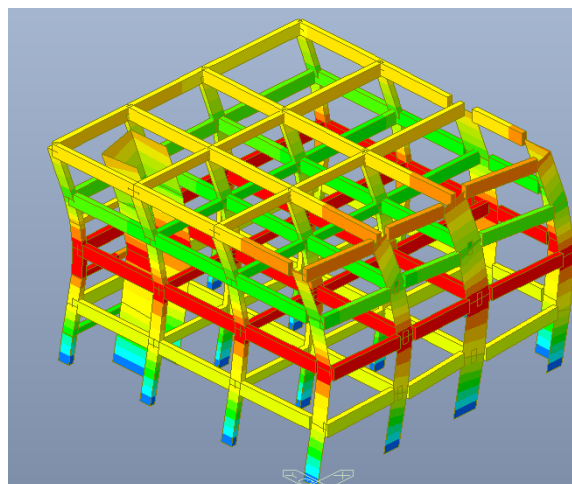
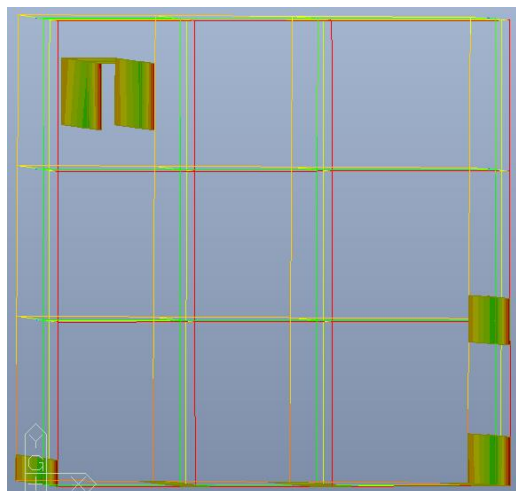


Figura 35. Modo 4

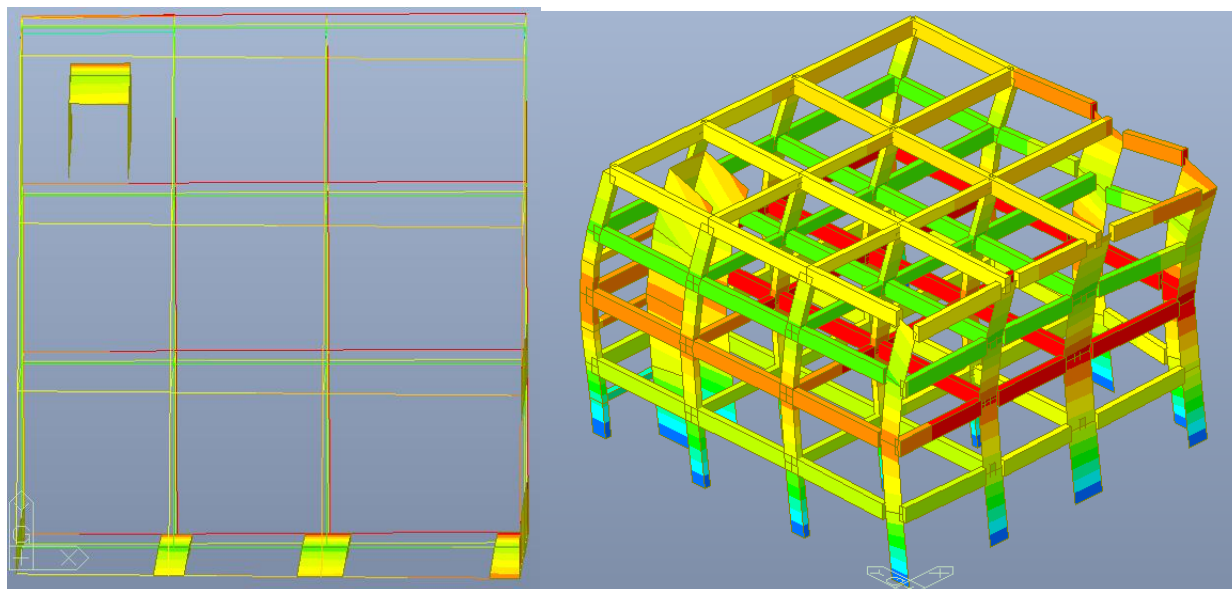


Figura 36. Modo 5

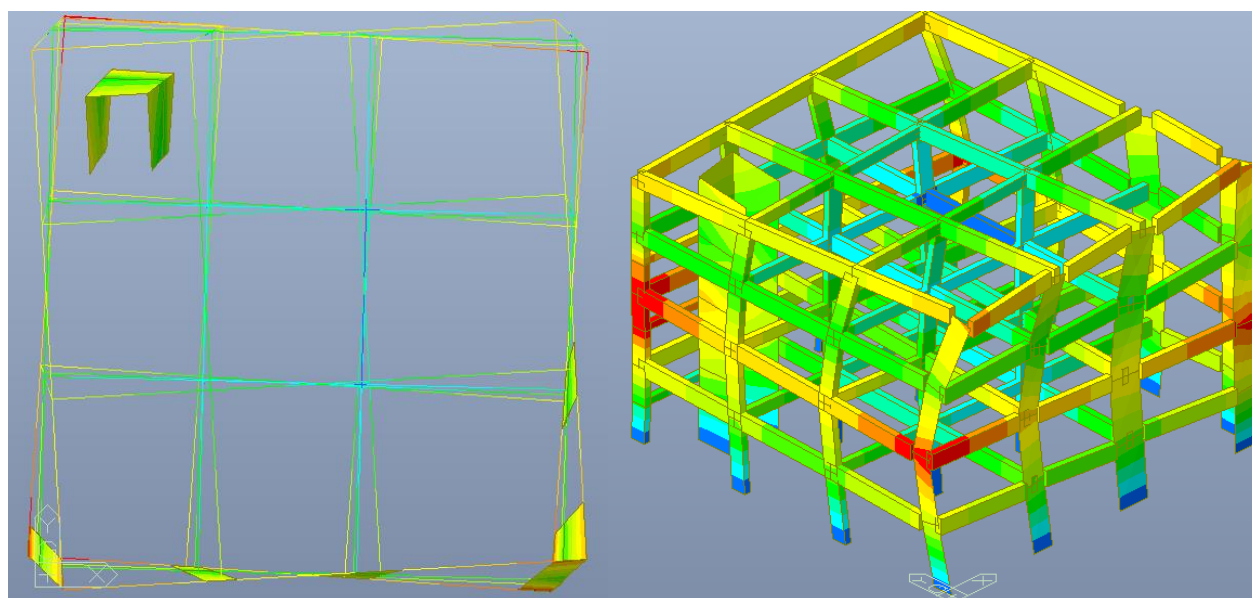


Figura 37. Modo 6

12. Progettazione sismica

Prima di procedere con il dimensionamento degli elementi strutturali, che avverrà in seguito all'analisi dinamica dell'edificio, è necessario definire alcuni parametri e caratteristiche fondamentali per la determinazione della risposta sismica della struttura.

12.1 Calcolo delle rigidezze flessionali e torsionali

Al fine del calcolo dei parametri di cui sopra, sarà necessario fare riferimento alle rigidezze torsionali e flessionali della struttura. Per quanto poi di fatto nella progettazione degli elementi sono stati usati i valori ottenuti dal software di calcolo "Midas Gen", è comunque bene calcolarli anche a mano sia come esercizio che come verifica. Il calcolo delle rigidezze, sia flessionali che torsionali, non è il medesimo di quello effettuato nel capitolo 8 per la definizione dei centri di massa e rigidezza ma viene effettuato con il metodo delle forze esploratrici. Se ne riporta una breve trattazione di seguito.

- Rigidezze Flessionali

Il calcolo delle rigidezze flessionali va effettuato per ciascun piano, sia in direzione "x" che "y". Il procedimento prevede di definire arbitrariamente una forza, detta appunto "esploratrice", da applicare a due nodi in una certa direzione per poi vedere lo spostamento che essa determina. Nella fattispecie si è iniziato dall'ultimo piano ("Roof"), inserendo dei vincoli rigidi di incastro in tutti i nodi del telaio ad eccezione appunto dei nodi dell'ultimo impalcato. Si è scelto poi di applicare una forza di 1000 kN ai due nodi estremi prima in direzione "x" e poi in "y". Una volta definiti gli spostamenti causati dalle due forze nelle due coppie di nodi rispettivamente lungo "y" (i nodi del telaio "x" si spostano infatti lungo "y") e lungo "x", si è calcolato lo spostamento medio. Noto lui, e nota ovviamente la forza arbitraria, è stato possibile calcolare le rigidezze flessionali nelle due direzioni per il piano "Roof". Calcolato per tale livello va fatto anche per quelli sottostanti seguendo la stessa identica procedura, ponendo però attenzione a non inserire vincoli in tutti gli impalcati tranne quello considerato, perché in tal modo i pilastri si deformano come un flesso. È necessario, invece, volta volta eliminare i vincoli ai piani inferiori fino ad arrivare al primo impalcato, ovvero il 2F, in cui si hanno solo gli incastrici alla base.

Rigidezza flessionale

| Dati | | | |
|--------------------------------|---------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| * Forza esploratrice applicata | F | 1000 | kN |

| Roof | | | |
|-----------------------------|----------|------|--|
| Direzione spostamento | x | | |
| * Spostamento nodo 98 (DY) | 3.53E-03 | m | |
| * Spostamento nodo 103 (DY) | 3.21E-03 | m | |
| Spostamento medio | 3.37E-03 | m | |
| Rigidezza flessionale y | 5.93E+05 | kN/m | |
| Direzione spostamento | y | | |
| * Spostamento nodo 98 (DX) | 3.13E-03 | m | |
| * Spostamento nodo 99 (DX) | 3.38E-03 | m | |
| Spostamento medio | 3.25E-03 | m | |
| Rigidezza flessionale x | 6.15E+05 | kN/m | |

| 4F | | | |
|----------------------------|----------|------|--|
| Direzione spostamento | x | | |
| * Spostamento nodo 65 (DY) | 0.000565 | m | |
| * Spostamento nodo 68 (DY) | 0.000604 | m | |
| Spostamento medio | 5.85E-04 | m | |
| Rigidezza flessionale y | 3.42E+06 | kN/m | |
| Direzione spostamento | y | | |
| * Spostamento nodo 65 (DX) | 0.000864 | m | |
| * Spostamento nodo 77 (DX) | 0.000673 | m | |
| Spostamento medio | 7.69E-04 | m | |
| Rigidezza flessionale x | 2.60E+06 | kN/m | |

| 3F | | | |
|----------------------------|----------|------|--|
| Direzione spostamento | x | | |
| * Spostamento nodo 43 (DY) | 0.000455 | m | |
| * Spostamento nodo 46 (DY) | 0.000503 | m | |
| Spostamento medio | 4.79E-04 | m | |
| Rigidezza flessionale y | 4.18E+06 | kN/m | |
| Direzione spostamento | y | | |
| * Spostamento nodo 43 (DX) | 0.000622 | m | |
| * Spostamento nodo 77 (DX) | 0.000749 | m | |
| Spostamento medio | 6.86E-04 | m | |
| Rigidezza flessionale x | 2.92E+06 | kN/m | |

| 2F | | | |
|----------------------------|----------|------|--|
| Direzione spostamento | x | | |
| * Spostamento nodo 17 (DY) | 0.000218 | m | |
| * Spostamento nodo 20 (DY) | 0.000308 | m | |
| Spostamento medio | 2.63E-04 | m | |
| Rigidezza flessionale y | 7.59E+06 | kN/m | |
| Direzione spostamento | y | | |
| * Spostamento nodo 17 (DX) | 0.000389 | m | |
| * Spostamento nodo 29 (DX) | 0.000334 | m | |
| Spostamento medio | 3.61E-04 | m | |
| Rigidezza flessionale x | 5.54E+06 | kN/m | |

Tabella 50. Rigidezze flessionali calcolate con il metodo delle forze esploratrici

Ciò che si può apprezzare è che i piani sono meno rigidi partendo dalla base andando verso gli ultimi impalcati, così come la rigidezza è maggiore nella direzione "y" che in "x".

- Rigidezze Torsionali

Il calcolo delle rigidezze torsionali è abbastanza analogo a quello delle flessionali appena visto con però qualche differenza: innanzitutto la coppia di forze esploratrici applicate non hanno lo stesso verso ma verso opposto. Dopo di che non v'è differenziazione della rigidezza per le due direzioni. Per il resto, nuovamente partendo dall'ultimo piano si vincolano tutti gli impalcati sottostanti e si applicano due forze esploratrici di 1000 kN ai vertici questa volta diagonalmente opposti. Fatto ciò, si calcolano gli spostamenti dei vertici con lo scopo di calcolare la rotazione dell'impalcato come segue:

$$\theta = \frac{\Delta u}{L} = \frac{u_1 - u_2}{L}$$

Dove “L” è la distanza fra i due nodi. La ragione del segno meno anziché più risiede nel fatto che dato che le forze hanno verso opposto anche i segni degli spostamenti sono opposti. Nota la rotazione si ottiene la rigidezza torsionale dividendo il momento generato dalle forze esploratrici per la rotazione sopra calcolata:

$$K_T = \frac{M}{\theta} = \frac{F \frac{L}{2} + F \frac{L}{2}}{\theta} = \frac{F L}{\theta}$$

| Rigidezza torsionale | | | |
|----------------------|---------|--------|-----------------|
| Dati | | | |
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Momento esploratore | M | 16500 | kN |

| Roof | | | |
|---------------------------|-----------|-----|--|
| Spostamento nodo 98 (DY) | 2.15E-03 | m | |
| Spostamento nodo 100 (DY) | -2.41E-03 | m | |
| Spostamento totale | 4.56E-03 | m | |
| Rotazione | 2.76E-04 | rad | |
| Rigidezza torsionale | 5.97E+07 | kNm | |

| 4F | | | |
|----------------------------|-----------|-----|--|
| * Spostamento nodo 65 (DY) | 3.97E-04 | m | |
| * Spostamento nodo 80 (DY) | -5.25E-04 | m | |
| Spostamento totale | 9.22E-04 | m | |
| Rotazione | 5.59E-05 | rad | |
| Rigidezza torsionale | 2.95E+08 | kNm | |

| 3F | | | |
|----------------------------|-----------|-----|--|
| * Spostamento nodo 43 (DY) | 3.15E-04 | m | |
| * Spostamento nodo 58 (DY) | -3.73E-04 | m | |
| Spostamento totale | 6.88E-04 | m | |
| Rotazione | 4.17E-05 | rad | |
| Rigidezza torsionale | 3.96E+08 | kNm | |

| 2F | | | |
|----------------------------|-----------|-----|--|
| * Spostamento nodo 17 (DY) | 2.00E-04 | m | |
| * Spostamento nodo 32 (DY) | -2.28E-04 | m | |
| Spostamento totale | 4.28E-04 | m | |
| Rotazione | 2.59E-05 | rad | |
| Rigidezza torsionale | 6.36E+08 | kNm | |

| MIDAS | |
|-------|---------------------|
| Story | Torsional Stiffness |
| | kNm |
| Roof | 4.37E+07 |
| 4F | 1.11E+08 |
| 3F | 1.60E+08 |
| 2F | 3.38E+08 |
| 1F | 0.00E+00 |

Tabella 51. Rigidezze torsionali calcolate con il metodo delle forze esploratrici

12.2 Verifiche di regolarità in pianta ed elevazione

Lo scopo del presente capitolo è definire i parametri della struttura che definiscono il comportamento sismico della struttura in esame. Si vedrà nei prossimi paragrafi che di fatto tutto convergerà nella definizione del fattore di riduzione di resistenza, o di struttura, “q”. Dato che se ne parlerà più nel dettaglio nel capitolo ad esso dedicato, il lettore tenga presente che per la sua definizione è necessario sapere se la struttura sia o meno regolare in pianta ed elevazione. Ecco, dunque, che in questo paragrafo si vanno ad indagare tutte le condizioni che influenzano tali caratteristiche, le cui applicazioni saranno più chiare più avanti nell'elaborato.

- Regolarità in altezza

La regolarità in altezza viene considerata mediante una serie di prescrizioni fornite dalla normativa vigente al capitolo 7.2.1. In particolar modo una struttura è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolare in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- Il rapporto fra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo tale che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento;

Per quanto riguarda il punto a), come è possibile consultare dagli elaborati grafici gli elementi strutturali si estendono per tutta l'altezza della costruzione. Di seguito si riportano invece i risultati ottenuti dal software "Midas Gen" circa la condizione b). L'ultima indicazione non è stata presa in considerazione dato che la struttura non presenta restringimenti.

| Verifiche | | | |
|--------------------------|---------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Variazione massa sismica | Var_M | 17.92 | % |
| Verifica e) | OK | | |

| Variazione di massa | | | |
|----------------------------------|-----------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Massa sismica interpiano - setti | M_{int} | 371.72 | ton*m |
| Massa sismica copertura - setti | M_{top} | 315.24 | ton*m |
| Variazione massa sismica | Var_M | 17.92 | % |

| Midas | | | | | | | | | |
|-----------|-------|-----------|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|--------------------|-------------------------|---------|
| Load Case | Story | Level (m) | Story Height (m) | Story Weight (kN) | Adjacent Story Weight | | Story Weight Ratio | Story Drift Angle Ratio | Remark |
| | | | | | 1.25M(Lower) (kN) | 0.75M(Lower) (kN) | | | |
| Statico X | Roof | 12 | 0 | 3376.262 | 4072.922 | 2443.753 | 0.036 | 0 | Regular |
| Statico X | 4F | 9 | 3 | 3258.338 | 4135.578 | 2481.347 | -0.015 | 0 | Regular |
| Statico X | 3F | 6 | 3 | 3308.463 | 4135.578 | 2481.347 | 0 | 1.166 | Regular |
| Statico X | 2F | 3 | 3 | 3308.463 | 0 | 0 | 0 | 0.979 | Regular |
| Statico X | 1F | 0 | 3 | 302.8 | 0 | 0 | 0 | 0.548 | Regular |
| Statico Y | Roof | 12 | 0 | 3376.262 | 4072.922 | 2443.753 | 0.036 | 0 | Regular |
| Statico Y | 4F | 9 | 3 | 3258.338 | 4135.578 | 2481.347 | -0.015 | 0 | Regular |
| Statico Y | 3F | 6 | 3 | 3308.463 | 4135.578 | 2481.347 | 0 | 1.166 | Regular |
| Statico Y | 2F | 3 | 3 | 3308.463 | 0 | 0 | 0 | 0.979 | Regular |
| Statico Y | 1F | 0 | 3 | 302.8 | 0 | 0 | 0 | 0.548 | Regular |

Tabella 52. Variazione delle masse

Sulla sinistra è riportato il calcolo della variazione delle masse effettuato mediante le masse sismiche per piano calcolate nei precedenti capitoli, a destra, invece, i valori calcolati da Midas. Si può notare che in entrambi i casi le condizioni risultano soddisfatte.

| Rigidezze flessionali | | | |
|----------------------------|---------------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Variazione K_x 2F - 3F | $Var_{K_x,2F-3F}$ | -47.29 | % |
| Variazione K_x 3F - 4F | $Var_{K_x,3F-4F}$ | -10.80 | % |
| Variazione K_x 4F - Roof | $Var_{K_x,4F-Roof}$ | -76.38 | % |
| Variazione K_y 2F - 3F | $Var_{K_y,2F-3F}$ | -44.99 | % |
| Variazione K_y 3F - 4F | $Var_{K_y,3F-4F}$ | -18.09 | % |
| Variazione K_y 4F - Roof | $Var_{K_y,4F-Roof}$ | -82.66 | % |
| Esito | | NO | |

| Midas | | | | | | | | | | | |
|-----------|-------|-----------|------------------|-----------------|------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|-----------------------|-------------------------|-----------|
| Load Case | Story | Level (m) | Story Height (m) | Story Drift (m) | Story Shear Force (kN) | Story Stiffness | Lower Story Stiffness | | Story Stiffness Ratio | Story Drift Angle Ratio | Remark |
| | | | | | | | 1.1K (Lower) | 0.7K (Lower) | | | |
| Statico X | 4F | 9 | 3 | 0.001 | 636.35 | 2925.75 | 2759.42 | 1756 | 0.166 | 0 | Irregular |
| Statico X | 3F | 6 | 3 | 0.0012 | 1096.94 | 2508.56 | 2819.16 | 1794.01 | -0.021 | 1.166 | Regular |
| Statico X | 2F | 3 | 3 | 0.0012 | 1408.73 | 2562.87 | 5140.03 | 3270.93 | -0.452 | 0.979 | Irregular |
| Statico X | 1F | 0 | 3 | 0.0006 | 1564.62 | 4672.75 | 0 | 0 | 0 | 0.548 | Regular |
| Statico Y | 4F | 9 | 3 | 0.001 | 636.35 | 2925.75 | 2759.42 | 1756 | 0.166 | 0 | Irregular |
| Statico Y | 3F | 6 | 3 | 0.0012 | 1096.94 | 2508.56 | 2819.16 | 1794.01 | -0.021 | 1.166 | Regular |
| Statico Y | 2F | 3 | 3 | 0.0012 | 1408.73 | 2562.87 | 5140.03 | 3270.93 | -0.452 | 0.979 | Irregular |
| Statico Y | 1F | 0 | 3 | 0.0006 | 1564.62 | 4672.75 | 0 | 0 | 0 | 0.548 | Regular |

Tabella 53. Variazione delle rigidezze

Per quanto riguarda la condizione relativa alla variazione delle rigidezze, sono state sfruttati i valori calcolati nel paragrafo precedente. Come si può notare non vengono rispettate le prerogative normative, fatto confermato anche dai risultati ottenuti dal software di calcolo. Ne segue dunque che la struttura non è regolare in altezza.

- Regolarità in pianta

Sempre secondo il capitolo 7.2.1 delle NTC 2018, una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- La distribuzione delle masse e delle rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ciascun orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche il presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa fra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- Il rapporto fra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di 8ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche fra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione;

La struttura progettata soddisfa tutte le condizioni riportate, risultando dunque regolare in pianta.

12.3 Tipologia strutturale

Assieme alla definizione della regolarità in pianta ed elevazione, la tipologia strutturale contribuisce a definire il comportamento strutturale nei confronti dell'azione sismica. Nello specifico sono stati considerati tre tipi di strutture:

- Le strutture a telaio sono quelle strutture per cui i telai, ovvero travi e pilastri, sostengono la maggior parte delle azioni verticali e orizzontali. In particolar modo una struttura è a telaio se alla base dei pilastri agisce almeno il 65% del taglio totale;
- Le strutture a pareti sono invece quelle strutture in cui sono appunto le pareti a sostenere la maggior parte dei carichi: il 65% del taglio sarà dunque alla base delle pareti;

- 3) Le strutture deformabili torsionalmente sono tutte quelle strutture per cui in ogni piano non è soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{r_s^2}{l_s^2} \geq 1$$

In cui “ r^2 ” è il rapporto fra la rigidezza torsionale e flessionale nelle due direzioni, mentre l_s^2 è il quadrato del raggio polare, così definiti:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_T}{K_x}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_T}{K_y}}$$

$$l_s = \sqrt{\frac{B^2 + H^2}{12}}$$

Per quanto riguarda quest’ultima tipologia strutturale, sono state usate le rigidezze flessionali e torsionali ottenute nel paragrafo 12.1 ed il calcolo effettuato è stato poi confrontato con l’analisi fornita dal software di calcolo. Ne emerge che la struttura non risulta deformabile torsionalmente.

| Calcolo raggio torsionale | | | | | |
|---------------------------|--------------|--------|-----------------|---------------------------------------|----------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | Verifica | Rapporto |
| Raggio torsionale x 2F | $r_{x,2F}$ | 10.72 | m | OK | 2.456 |
| Raggio torsionale y 2F | $r_{y,2F}$ | 9.15 | m | OK | 1.790 |
| Raggio torsionale x 3F | $r_{x,3F}$ | 11.65 | m | OK | 2.900 |
| Raggio torsionale y 3F | $r_{y,3F}$ | 9.73 | m | OK | 2.025 |
| Raggio torsionale x 4F | $r_{x,4F}$ | 10.65 | m | OK | 2.426 |
| Raggio torsionale y 4F | $r_{y,4F}$ | 9.29 | m | OK | 1.845 |
| Raggio torsionale x Roof | $r_{x,Roof}$ | 9.85 | m | OK | 2.076 |
| Raggio torsionale y Roof | $r_{y,Roof}$ | 10.03 | m | OK | 2.150 |
| | | | Esito | Non deformabile torsionalmente | |

| Midas | | | | | | | | | | |
|-------|-----------|--------------------|--------------|----------------------------|----------------|-------|----------|--------|------------|-----------|
| Story | Level (m) | Translational Mass | | Rotational Mass (kN/g*m^2) | Rx (El.Radius) | | r^2/Is^2 | | Check (=1) | |
| | | X-DIR (kN/g) | Y-DIR (kN/g) | | X (m) | Y (m) | X | Y | X | Y |
| Roof | 12 | 344.3057822 | 344.3057822 | 21098.6098 | 10.59 | 9.69 | 1.8301 | 1.5324 | Regular | Regular |
| 4F | 9 | 332.2799816 | 332.2799816 | 20952.3062 | 10.76 | 10 | 1.8369 | 1.5863 | Regular | Regular |
| 3F | 6 | 337.391648 | 337.391648 | 20862.8081 | 11.04 | 9.69 | 1.9711 | 1.5187 | Regular | Regular |
| 2F | 3 | 337.391648 | 337.391648 | 20862.8081 | 11.17 | 9.62 | 2.0176 | 1.4978 | Regular | Regular |
| 1F | 0 | 30.87905364 | 30.87905364 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | Irregular | Irregular |

Tabella 54. Sopra il calcolo manuale, sotto i risultati ottenuti da Midas Gen

Per quanto riguarda le altre due tipologie strutturali, si fa riferimento ai risultati forniti dal software Midas, in particolar modo in “Store Shear Ratio”. In questa sezione, selezionando le forzanti “Statico X” e “Statico Y”, è possibile apprezzare quanta quota parte della sollecitazione sia presa in carico dai telai (Beam) e quanto dalle pareti (Wall). Una volta importata la tabella su Excel, per entrambi i ratio, sono

stati sommati i contributi dei telai e delle pareti, per poi vedere che quota parte del totale rappresentano. Emerge che la struttura è del tipo mista telaio – parete.

12.4 *Fattore di struttura*

Il fattore di struttura rappresenta uno dei concetti chiave dell'ingegneria sismica. Progettare infatti una struttura che si mantenga elastica anche durante sismi intensi, vale a dire che non si danneggia, è impossibile non fisicamente ma economicamente, perché non sarebbe vantaggioso. Allora si ammette che la struttura entri in campo plastico, cioè si danneggia e il danneggiamento è considerato per mezzo della duttilità, per poter ridurre la risposta della struttura al sisma. Si può dunque danneggiare ma non si deve ovviamente rompere. In particolar modo la duttilità è il rapporto fra lo spostamento ultimo dell'oscillatore elasto-plastico e quello di snervamento. Ovviamente un sistema elastico ed uno anelastico non hanno lo stesso comportamento, ma ciò a cui siamo piuttosto interessati è la relazione che c'è fra il rapporto tra la forza massima dell'oscillatore elastico ed il suo relativo spostamento con quella dello oscillatore anelastico. Per poterla analizzare è ragionevolmente necessario conoscere i termini di tali rapporti: la forza massima dell'oscillatore elastico è la massima forza alla quale deve resistere la struttura durante il sisma per non danneggiarsi, vale a dire la PGA per la massa. Il suo relativo spostamento elastico è dato dal rapporto fra la forza e la rigidezza della struttura. La forza massima dell'oscillatore anelastico è scelta in fase di progettazione come quota parte di quella elastica. Se dunque riduco la forza che la struttura può sostenere, necessariamente dovrò aumentare il limite massimo di spostamento. È possibile allora definire il fattore di riduzione di resistenza, o fattore di struttura, come:

$$q = \frac{F_{el}}{F_0}$$

Esistono vari modi per relazionare tale parametro con la duttilità, ma due sono quelli più usati: l'ipotesi di ugual spostamenti e quella di ugual energia di deformazione. Senza entrare nel dettaglio, è bene sottolineare che la normativa non segue questa procedura, perché sostanzialmente si dovrebbe scalare lo spettro diversamente in base al range di periodi in cui ci si trova. La norma, infatti, piuttosto adotta la "linearizzazione equivalente", il cui concetto è il seguente: non è possibile realizzare una struttura che si mantenga elastica durante un forte sisma per motivi economici, ma è scomodo progettare una direttamente anelastica perché bisogna ricavare lo spettro in maniera complessa. Allora si usa una struttura elastica sovra – smorzata, dato che al pari di una anelastica dissipa energia ma consente l'uso dello spettro di normativa. Ovviamente si deve tener conto del maggiore smorzamento, mediante un parametro "η" così definito:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

Inserendo lo smorzamento standard al 5%, infatti, il parametro è unitario. Qua entra in gioco il fattore di struttura, poiché è lui che definisce di quanto sovra – smorzare la struttura. È infatti il reciproco del parametro di cui sopra. Ecco perché si scala lo spettro di normativa proprio del fattore "q".

Una volta compreso il significato fisico di questo fattore è possibile procedere con il calcolo. Il valore del fattore di riduzione di resistenza è legato all'energia dissipata dal ciclo di isteresi e orientativamente varia fra 1.8 e 5.85. Per la precisione il suo valore è influenzato da:

- Tipologia strutturale;
- Capacità del materiale di dissipare energia;
- Regolarità in altezza ed in pianta;
- Classe di duttilità;
- Rapporto di sovrarresistenza;

Inoltre, il limite superiore del fattore di struttura per lo SLV è dato da:

$$q_{lim} = q_0 K_R$$

Dove “ q_0 ” è il valore base del fattore di struttura allo SLV e dipende dalla classe di duttilità, dal tipo di struttura, dalla regolarità in pianta e dal fattore di sovrarresistenza. Quest'ultimo è definito come il rapporto fra “ α_u ” e “ α_1 ”, dove il primo è il valore dell'azione sismica che genera nella struttura un numero di cerniere tali da renderla labile, il secondo invece è il valore dell'azione sismica che plasticizza il primo elemento a flessione. La determinazione di tale valore è appunto legata al tipo di struttura e alla regolarità in pianta: della prima se ne tiene conto con l'elenco riportato nella normativa al capitolo 7.4.3.2, da cui si evince che il valore di interesse per strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti è di 1.2. Della seconda invece la normativa ne tiene conto dicendo che se la struttura è regolare in pianta allora effettivamente il rapporto di sovrarresistenza è il valore che si trova nell'elenco di cui sopra, altrimenti si deve fare la media fra 1 e tale valore. S'è detto che però il valore base di “ q ” dipende anche dalla classe di duttilità e dal rapporto di sovrarresistenza, appena definito tra l'altro. Per quanto riguarda il primo, esistono due classi di duttilità: alta “CD A” e media “CD B”, condizione nella quale ricade la struttura progettata. Nella tabella 7.3.II della norma sono riportati i valori di “ q_0 ” in base alla classe di duttilità, nelle colonne, e della tipologia strutturale. Ci sono quindi alcuni valori che sono appunto legati al rapporto di sovrarresistenza. Nel caso in questione il valore base del fattore di struttura risulta essere:

$$q_0 = 3 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Definito ciò resta solo da definire “ K_R ”, vale a dire il fattore correttivo e riduttivo che tiene conto della regolarità in altezza: banalmente 0.8 se non è regolare o 1 altrimenti. Si riporta di seguito il valore ottenuto.

| Calcolo del fattore di struttura limite | | | |
|--|-----------------------------|-------------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Valore di base per lo SLV | q_0 | 3.60 | - |
| Coefficiente riduttivo | K_R | 0.80 | - |
| Limite superiore del fattore di struttura | q_{lim} | 2.88 | - |

Tabella 55. Fattore di struttura

12.5 Azione sismica e spettri di progetto

Le NTC prevedono quattro stati limite, due di esercizio e due ultimi, che in sostanza considerano il tempo di ritorno del sisma al quale ci si vuole riferire. L'azione sismica di verifica per un edificio è valutata a partire dalla pericolosità sismica dell'area in cui si trova l'edificio, che a sua volta è definita a meno di tre parametri:

- 1) L'accelerazione orizzontale massima attesa in sito, considerato come libero, rigido e pianeggiante;
- 2) Il massimo fattore di amplificazione dell'accelerazione orizzontale massima attesa in sito;
- 3) Il periodo " T_c " corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante nel grafico tetra logaritmico;

Ovviamente si fa riferimento ad un tempo " V_R ", dato da:

$$V_R = V_N c_u$$

Dove " V_N " è la vita nominale dell'opera definita dalla classe strutturale, per edifici a civile abitazione S4 è di 50 anni, mentre " c_u " è un coefficiente d'uso che dipende dalla destinazione d'uso, nel caso in esame 1 per una struttura ordinaria. Secondo una delle principali assunzioni dell'approccio di Cornell per l'analisi probabilistica del pericolo sismico, la probabilità di ripresentarsi di un sisma è distribuita secondo un processo di Poisson, vale a dire che gli eventi sono indipendenti fra loro. Sebbene tale ipotesi cozzava con la teoria della tettonica a placche e del rimbalzo elastico, perché ragionevolmente dopo una forte scossa è necessario del tempo affinché si accumuli altra energia nella faglia, è comunque usata perché è la più semplice e le alternative proposte comportano eccessive incertezze e mancanze di dati. Dunque, secondo tale processo, la probabilità che l'accelerazione massima orizzontale attesa in sito venga superata almeno una volta nel periodo di riferimento " V_R " è:

$$P(Y \geq 1) = 1 - e^{-y}$$

Dove " y " è il numero medio di eventi che accadono in un periodo " V_R " ed è pari a:

$$y = \lambda V_R$$

Dove " λ " è l'inverso del tempo di ritorno fra un evento ed il successivo. Da tale equazione, esplicitando il tempo di ritorno, è possibile trovare il suo valore legato ad una probabilità di superamento, che è definita dai vari stati limite. Per esempio, il famoso 475 anni è il tempo di ritorno di un'azione sismica che ha la probabilità del 10% di essere superata in 50 anni. Per poter determinare lo spettro di normativa da cui ottenere poi quello di progetto è necessario effettuare alcune considerazioni: l'accelerazione massima attesa in sito è calcolata come se il sito fosse piano e rigido, ma non è detto che tali condizioni rispecchino realmente la realtà. Per tener conto di ciò va considerato un parametro " S ", dato da:

$$S = S_s S_T$$

In cui " S_T " è un coefficiente topografico che tiene conto del fatto che il sito potrebbe non essere pianeggiante, mentre " S_s " è un coefficiente stratigrafico che invece considera il fatto che con ogni

probabilità il terreno al di sotto della struttura non sarà rigido, bensì stratificato. Uno dei parametri più importanti in merito a ciò è indubbiamente la “ $V_{s,30}$ ” cioè la velocità delle onde di taglio negli ultimi trenta metri di terreno. Sostanzialmente, le onde sismiche si propagano a partire da un punto in ogni direzione su fronti sferici sempre più estesi e, dal momento che la Terra non è un mezzo omogeneo e tale disomogeneità è prevalentemente distribuita sulla verticale dando vita a fenomeni complessi come la riflessione e rifrazione, è possibile schematizzare le onde come verticali vicino alla superficie. La normativa, in base alla velocità di tali onde, classifica i terreni in quattro categorie di rigidezza: dalla più rigida, “A”, alla meno rigida, “B”. Ciò è naturalmente fondamentale, dal momento che il terreno trasferisce le azioni sismiche alla struttura facendo dunque da filtro: se vibra sui periodi bassi anche lo spettro della struttura si schiaccia a sinistra sui periodi bassi e viceversa. Nel passaggio delle onde da strati più rigidi, la bedrock, a strati più soffici possono verificarsi inoltre effetti di sito che modificano ampiezza e frequenza del moto del terreno. Tipicamente più uno strato è soffice, minore sarà l’impedenza e dunque l’onda rimane intrappolata al suo interno riverberando ed amplificandosi. Tipicamente un terreno più è soffice e più amplifica gli effetti. Nel caso in esame la velocità risulta essere appena sotto i 400 m/s, ricadendo dunque in categoria B. È possibile infine definire lo spettro di progetto che sarà poi importato nel software di calcolo. Si riportano le equazioni che definiscono i vari tratti dello spettro.

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \times \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \times F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \times \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \times \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Dove:

- “T” è il periodo di vibrazione della struttura;
- “ S_e ” è l’accelerazione ottenuta dallo spettro;
- “S” è stato precedentemente definito;
- “ η ” è stato precedentemente definito;
- “ F_0 ” è il fattore di amplificazione dell’accelerazione massima orizzontale attesa in sito ed il suo valore minimo è pari a 2,2;
- “ T_c ” è il periodo di inizio nel tetra logaritmico del tratto a velocità costante;
- “ T_B ” è il periodo di inizio nel tetra logaritmico del tratto ad accelerazione costate, pari a $T_c/3$;
- “ T_D ” è il periodo di inizio nel tetra logaritmico del tratto a spostamento costante;

Da tali formule è possibile ricavare gli spettri ai due stati limite di interesse, SLD e SLV, sostituendo la corrispettiva accelerazione massima orizzontale attesa in sito legata al tempo di ritorno ottenuto mediante il processo di Poisson nel quale è stata inserita una probabilità di superamento del 63% per lo SLD e del 10% per lo SLV.

A livello pratico, gli spettri sono stati calcolati sfruttando il foglio di calcolo Excel “NTC-ver1.0.3”. Tale foglio chiede come prima cosa di inserire le coordinate geografiche del comune in cui è sita la struttura, nel caso in esame Follina. Dopo di che richiede la vita nominale ed il coefficiente d’uso per ottenere il tempo di riferimento. Noto lui, dati i valori fissati di probabilità di superamento legati ai vari stati limite, vengono automaticamente calcolati i tempi di ritorno delle varie accelerazioni. Nell’ultima fase viene richiesto di inserire lo stato limite desiderato, definire la categoria di sottosuolo nonché quella topografica ed infine scegliere se si vuole lo spettro elastico; quindi, smorzato al 5% e senza fattore di struttura “q”, o anelastico in cui viene richiesto sia “ q_0 ” che “ K_R ”, definiti nei paragrafi precedenti. Si riportano gli spettri di progetto ottenuti, allo SLD e SLV, confrontati con quelli elastici di normativa.

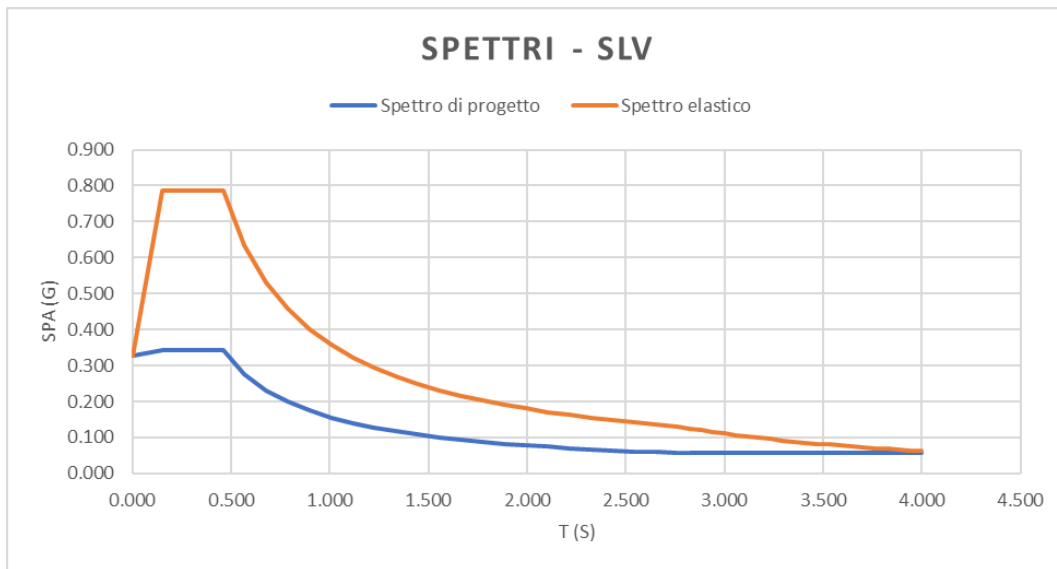


Figura 38, Spettro di progetto e Spettro elastico SLV

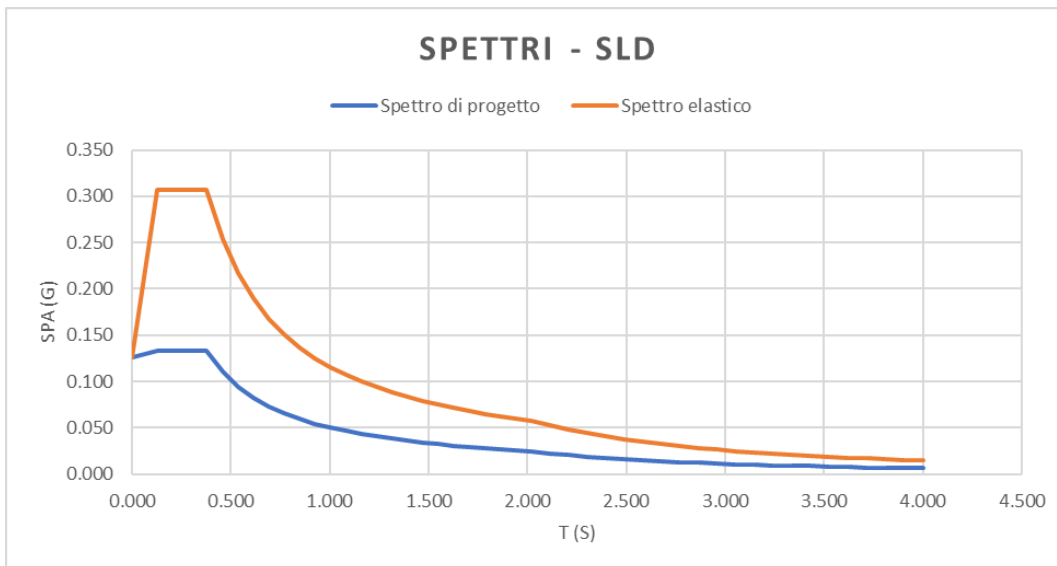


Figura 39, Spettro di progetto e Spettro elastico SLD

Si può notare come lo spettro di progetto risulti scalato rispetto a quello elastico. Per consultare in modo più dettagliato i valori numerici dei vari parametri di cui sopra, nonché delle accelerazioni al variare dei vari periodi si rimanda all'apposita appendice.

13. Analisi Statica Lineare

La normativa prevede quattro tipologie diversi di analisi strutturali degli edifici in zona sismica, di cui due lineari e due non. Le prime non considerano le non linearità geometriche al contrario delle seconde e ne fanno parte sia l'analisi statica che quella dinamica lineare. L'analisi statica lineare era il metodo d'analisi strutturale più diffuso in passato e la normativa ne consente ancora l'uso a patto che vengano soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

- 1) La struttura è regolare in altezza;
- 2) Il periodo caratteristico della struttura è inferiore al periodo a due volte e mezzo il periodo dello spettro a cui corrisponde l'inizio del tratto a velocità costante e anche a quello corrispondente al tratto a spostamento costante;

Il motivo della prima limitazione è presto detto: qualora si dovesse avere una condizione di piano soffice, la struttura ne risentirebbe dato che tutti gli spostamenti, o quanto meno una larga parte, si concentrerebbero in esso. Questo perché implicitamente si sta considerando un unico modo di vibrazione della struttura, ma per poter far ciò è necessario conoscere come vibra la struttura e dunque che essa sia regolare in altezza. Altrimenti sarà necessario effettuare un'analisi dinamica lineare, di cui in realtà la statica non è altro che una versione semplificata. Ne è una versione semplificata in quanto:

- 1) Si considera un unico modo di vibrazione in cui gli spostamenti sono linearmente crescenti con l'altezza ed il periodo della struttura è direttamente fornito dalla normativa. Inoltre, tale modo di vibrare mobilita l'85% della massa partecipante, se si hanno più di tre piani e se il periodo caratteristico risulta inferiore del doppio di quello corrispondente al tratto a velocità costante, altrimenti il 100% della massa;
- 2) Si considerano gli effetti delle azioni sull'unico modo di vibrazione considerato;
- 3) Non si deve fare nessuna sovrapposizione degli effetti;

Il periodo caratteristico della struttura è così definito:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

Dove "d" è lo spostamento causato dalla combinazione fondamentale, posizionata in orizzontale. Questa è, infatti, una combinazione di azioni verticali ma, se applicata orizzontalmente determina uno spostamento della struttura. "d" è lo spostamento massimo della sommità dell'edificio causato da tale condizione di carico. Esisterebbe in realtà anche una versione più vecchia per trovare il periodo caratteristico, fornita dalla precedente normativa. Tale formula relaziona il tipo di struttura con l'altezza:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

Dove “H” è l’altezza della struttura, mentre “C₁” è un coefficiente che tiene conto della tipologia strutturale e vale:

- 0.085 per costruzioni con strutture a telaio in acciaio;
- 0.075 per costruzioni con strutture a telaio in cemento armato;
- 0.050 per qualsiasi altra tipologia strutturale;

Come si può notare maggiore è la rigidezza della struttura e minore è il periodo caratteristico. Senza fare il passo più lungo della gamba, si ripercorrono ora gli stessi passaggi ma nel merito del progetto in esame. L’analisi statica lineare è stata svolta mediante il software Midas Gen, in cui sono stati applicati dei carichi nodali ai vari nodi, appunto, del telaio d’estremità prima in una direzione e poi nell’altra. Dal momento che la combinazione fondamentale era già stata calcolata per la definizione delle masse sismiche e dal momento che il carico nodale deve essere in kN, sono stati direttamente utilizzati i valori delle masse sismiche, facendo una doverosa differenziazione per i piani intermedi e quello di copertura. Una volta applicati i vari carichi nodali in una direzione è stata eseguita l’analisi e si è indagato il massimo spostamento sommitale. Si è poi ripetuto il tutto nell’altra direzione. Si riporta un’immagine esemplificativa di seguito.

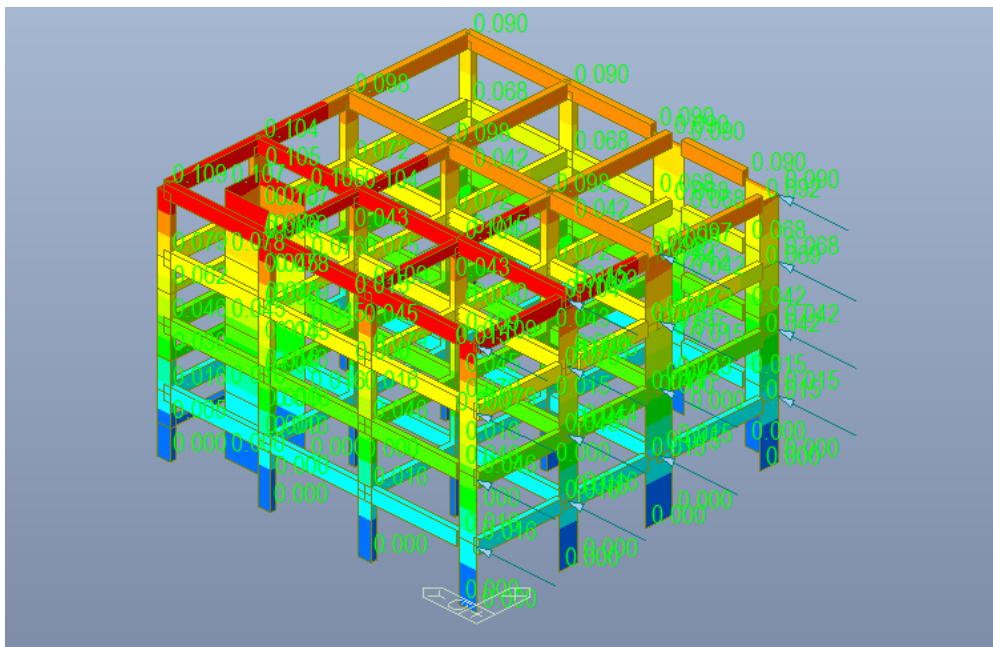


Figura 40. Applicazione delle forze e relativi spostamenti in direzione “y”

Definito il massimo spostamento in sommità, come descritto precedentemente è stato calcolato il periodo caratteristico della struttura, confrontandolo poi con quello ottenuto dalla formula più antica.

Calcolo periodo caratteristico della struttura

| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
|---|-----------------------------|-------------|-----------------|
| Tipologia di struttura | <i>Telaio in c.a.</i> | | |
| Coefficiente di tipologia | C_1 | 0.075 | - |
| Altezza della struttura | H | 12 | m |
| Periodo caratteristico - altezza | $T_{1,H}$ | 0.48 | s |
| * Spostamento massimo elemento più alto | d | 0.109 | m |
| Periodo caratteristico - spostamento | $T_{1,d}$ | 0.66 | s |
| Verifica ($T_1 < 2T_C$ & $T_1 < T_D$) | OK | | |

Tabella 56. Periodo caratteristico della struttura

Una volta fatto ciò, è possibile iniziare il calcolo delle forze agenti ad ogni piano. Prima, però, è necessario ricavare il valore del taglio agente alla base della struttura. Esso si ottiene a partire dallo spettro di progetto scalato dell'opportuno fattore di riduzione di resistenza:

$$V = \lambda M S_{pa}(T_1)$$

Dove:

- “ $S_{pa}(T_1)$ ” è il valore dell'accelerazione ottenuto dallo spettro di progetto corrispondente al periodo caratteristico;
- “ M ” è la massa totale della struttura;
- “ λ ” vale 0.85 o 1 a seconda delle condizioni prima citate;

Si specifica che nel caso in questione “ λ ” è stato assunto pari a 0.85. Inoltre, come constatabile dalla precedente tabella, i due periodi caratteristici calcolate con le due formule diverse non forniscono valori molto simili, il che ha ovviamente ripercussioni sul valore dell'accelerazione ricavabile dallo spettro. Ai fini dell'analisi s'è dunque scelto di adottare il valore minimo dei due in modo tale da ottenere l'azione sismica, e dunque il taglio alla base, maggiore ponendoci così in condizioni cautelative. Per consultare i valori dello spettro associati ai due periodi si rimanda all'appendice. Noto il taglio alla base è possibile ricavare da esso il valore delle forze orizzontali agenti su ciascun impalcato come segue:

$$F_i = \frac{V z_i W_i}{\sum z_j W_j}$$

Dove:

- “ V ” è il taglio agente;
- “ z_i ” è la quota dell'i-esimo impalcato;
- “ W_i ” è la massa sismica dell'i-esimo impalcato;

Per verificare la correttezza del calcolo svolto è possibile controllare se sommando tutti le azioni orizzontali ai piani si ottiene nuovamente il taglio alla base. Si riportano i valori ottenuti e la distribuzione con l'altezza delle azioni orizzontali per piano.

| Calcolo del taglio alla base della struttura | | | |
|--|-----------------------|---------------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Accelerazione di progetto | $S_{pa}(T_{1,d})$ | 0.322 | g |
| * Coefficiente di partecipazione modale | λ | 0.85 | - |
| Taglio alla base | V | 3844.5 | kN |

| Calcolo delle forze ai vari piani | | | |
|-----------------------------------|------------|---------------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Sommatoria masse per quote | D | 102749.4 | kN (?) |
| Forza piano 2F | F_{2F} | 409.3 | kN |
| Forza piano 3F | F_{3F} | 818.7 | kN |
| Forza piano 4F | F_{4F} | 1228.0 | kN |
| Forza piano Roof | F_{Roof} | 1388.5 | kN |
| TOTALE | F_{Tot} | 3844.5 | kN |
| Verifica | OK | | |

Tabella 57. Taglio e forze per piano

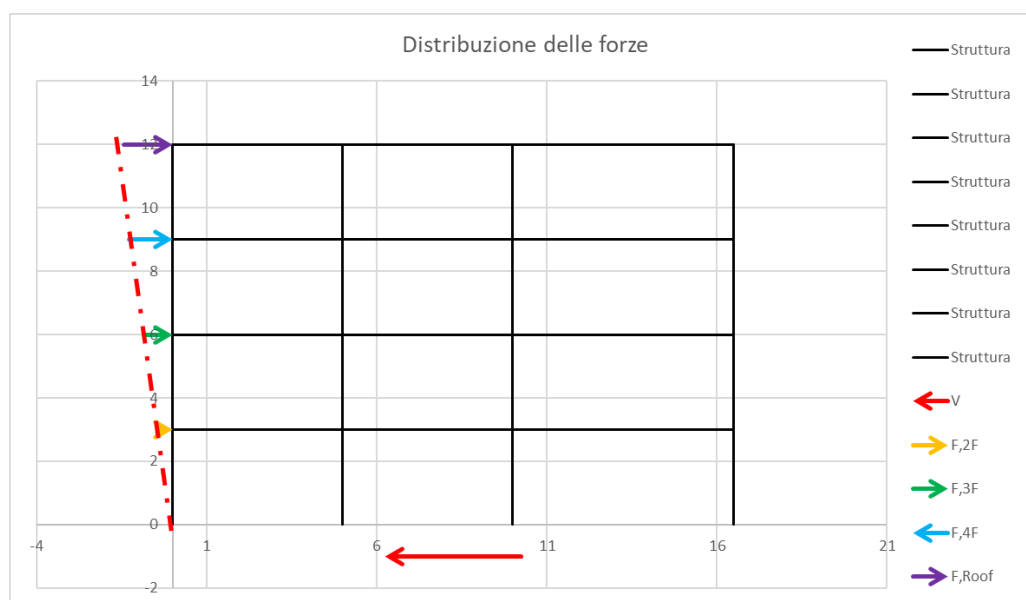


Figura 41, Distribuzione forze di piano

14. Analisi dinamica lineare

L'analisi lineare può essere utilizzata per valutare gli effetti delle azioni sismiche nel caso di sistemi dissipativi e sistemi non dissipativi. Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi (ad es. SLE) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario. Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi (ad es. SLU), gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura $q > 1$. L'analisi dinamica lineare è l'analisi modale con spettro di risposta e consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Nella seguente analisi è opportuno prendere in considerazione tutti i modi con una massa partecipativa significativa vale a dire superiore al 5%. Inoltre, è importante includere un numero sufficiente di modi in modo tale che la somma delle masse partecipanti di questi modi superi l'85% per ciascuna direzione dell'azione sismica. Durante un evento sismico, i massimi effetti associati ad un modo di vibrazione solitamente non si verificano contemporaneamente con quelli di un altro modo di vibrazione, per tale motivo gli effetti finali non possono essere calcolati semplicemente sommando i singoli contributi di ciascun modo di vibrazione ma devono essere combinati. Se il periodo di vibrazione di ciascun modo significativo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, le risposte di tali modi possono essere considerate indipendenti. In questa situazione, è possibile valutare la combinazione degli effetti utilizzando il metodo SRSS (Square Root of Sum of Squares):

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

Se invece i modi di vibrare non possono essere considerati indipendenti l'uno dall'altro le norme suggeriscono di utilizzare una combinazione quadratica completa CQC (Complete Quadratic Combination) data dalla relazione seguente:

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2}$$

Dove:

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

- La ξ è lo smorzamento viscoso dei modi i e j , si può assumere pari al 5%;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$);

Una volta che si è determinata l'azione sismica, è possibile analizzare le sollecitazioni sulla struttura considerando la loro interazione con le forze verticali. Come riportato al capitolo 2.5.3 delle Norme tecniche per le costruzioni del 2018 per la verifica agli stati limite esistono diverse modalità di combinazione delle azioni:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nella valutazione dell'azione sismica è necessario considerare la combinazione fondamentale e la combinazione sismica. Si considerano così tutti i carichi permanenti e variabili.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \gamma_{Q4} \psi_{04} Q_{k4} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

In cui:

- E è l'azione sismica principale;
- G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 è il peso proprio di tutti gli non elementi strutturali;
- Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante;
- Q_{kj} è il valore caratteristico dell'azione variabile non dominante;

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

con $\psi_{2j} = 0.3$

I coefficienti parziali di sicurezza γ sono dati dalla tabella 2.6.I

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

| | | Coefficiente γ_f | EQU | A1 | A2 |
|--|-------------|----------------------------|-----|-----|-----|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevoli | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$ | Favorevoli | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevoli | γ_Q | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} sono dati dalla Tab.2.5.I

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

| Categoria/Azione variabile | ψ_0 | ψ_{1j} | ψ_{2j} |
|---|----------|-------------|-------------|
| Categoria A - Ambienti ad uso residenziale | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria B - Uffici | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria D - Ambienti ad uso commerciale | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |

14.1 Direzione di applicazione dell'azione sismica

Nella progettazione delle costruzioni, è essenziale integrare sistemi strutturali che garantiscano una resistenza e una rigidità nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. I sistemi strutturali comprendono sia elementi principali che eventuali elementi secondari. Agli elementi strutturali primari è affidata l'intera capacità antisismica del sistema mentre gli elementi strutturali secondari sono progettati per resistere ai soli carichi verticali (NCT2018 § 7.2.3). La componente verticale deve essere considerata solo quando può avere un effetto strutturale importante. Si considera quando si hanno elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 metri, elementi precompressi (escludendo solai con luci inferiori a 8 metri), elementi a mensola con luci superiori a 4 metri, strutture di tipo spingente, pilastri non ortogonali, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con sistemi di isolamento specificati nel § 7.10.5.3.2, e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

14.1.1 Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica:

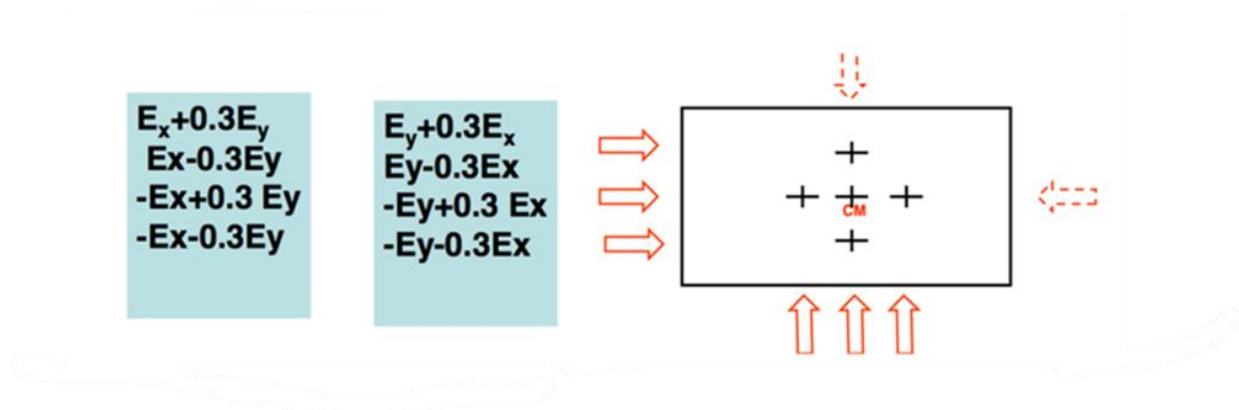
Dunque, si tiene conto della risposta alle diverse componenti dell'azione sismica considerando il 100% dell'azione sismica in una direzione e solo il 30% nelle altre due direzioni:

$$1.00 E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z$$

Nel seguente caso è stato possibile trascurare la componente verticale, considerando unicamente le due componenti ortogonali orizzontali:

$$1.00 E_x + 0.30 E_y$$

Tenendo conto anche del segno dell'azione sismica e andando a combinare le diverse probabilità si ottengono 8 combinazioni per il sisma orizzontale (escludendo quello verticale) di cui 4 combinazioni hanno come azione principale quella in x e le altre 4 combinazioni hanno come azione principale quella in y.



14.1.2 Variabilità spaziale del moto

Oltre alla combinazione degli effetti delle diverse componenti bisogna tener conto anche della variabilità spaziale del moto come prescritto nell'NCT2018 §7.2.6. Per considerare la variabilità spaziale del moto sismico e le possibili incertezze nella localizzazione delle masse, si attribuisce al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione calcolata. Per gli edifici, in mancanza di determinazioni più precise, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non dovrebbe essere inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio, misurata ortogonalmente alla direzione dell'azione sismica. Questa eccentricità viene considerata costante in entità e direzione su tutti i piani dell'edificio.

Alla luce di quanto detto si dovranno considerare otto coppie di azioni ortogonali:

- + e - azione sismica in direzione x combinata con + e – il 30% dell'azione sismica lungo y;
- + e – azione sismica in direzione y combinata con + e – il 30% dell'azione sismica lungo x;

Da moltiplicare per le 4 possibili posizioni del centro di massa per un totale di 32 combinazioni. Essendo il modello lineare vale il principio di sovrapposizione degli effetti. La verifica allo stato limite ultimo SLV e stato limite di esercizio SLD devono pertanto essere effettuate considerando 32 diverse combinazioni di questo tipo:

$$F_d = G_1 + G_2 + E + \psi_2 \cdot Q_k$$

14.1.3 Non linearità geometriche della struttura

Prima di procedere con un'analisi dettagliata delle sollecitazioni totali, è necessario verificare se sia accettabile trascurare le non linearità geometriche della struttura. Per le costruzioni civili e industriali è possibile trascurare le non linearità geometriche nel caso in cui in tutti i piani risulti soddisfatta la seguente relazione:

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

dove:

- P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame.
- dr è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;
- V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;
- h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante;

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti di non linearità geometriche possono essere presi in considerazione incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$; θ non può comunque superare il valore di 0,3.

| Teta - SLV(X) - Midas | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-------|------------------|--------------------|------------------------|--------------------------|-------------|-------------------------------|-----------------|--------|---------------------------------|
| Load Case | Story | Story Height (m) | Vertical Load (kN) | Story Shear Force (kN) | Modified Story Drift (m) | Beta (Beta) | Stability Coefficient (Theta) | Allowable Limit | Remark | P-Delta Incremental Factor (ad) |
| SLV X(RS) | 4F | 3.00 | 3 629 | 1 276 | 0.0020 | 1 | 0.0019 | 0.2500 | OK | 1 |
| SLV X(RS) | 3F | 3.00 | 6 937 | 2 083 | 0.0023 | 1 | 0.0026 | 0.2500 | OK | 1 |
| SLV X(RS) | 2F | 3.00 | 10 246 | 2 604 | 0.0022 | 1 | 0.0029 | 0.2500 | OK | 1 |
| SLV X(RS) | 1F | 3.00 | 13 554 | 2 837 | 0.0012 | 1 | 0.0019 | 0.2500 | OK | 1 |
| OK | | | | | | | | | | |

| Teta - SLV(Y) - Midas | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-------|------------------|--------------------|------------------------|--------------------------|-------------|-------------------------------|-----------------|--------|---------------------------------|
| Load Case | Story | Story Height (m) | Vertical Load (kN) | Story Shear Force (kN) | Modified Story Drift (m) | Beta (Beta) | Stability Coefficient (Theta) | Allowable Limit | Remark | P-Delta Incremental Factor (ad) |
| SLV Y(RS) | 4F | 3.00 | 3 629 | 168 | 0.0003 | 1 | 0.0019 | 0.2500 | OK | 1 |
| SLV Y(RS) | 3F | 3.00 | 6 937 | 267 | 0.0003 | 1 | 0.0024 | 0.2500 | OK | 1 |
| SLV Y(RS) | 2F | 3.00 | 10 246 | 332 | 0.0003 | 1 | 0.0027 | 0.2500 | OK | 1 |
| SLV Y(RS) | 1F | 3.00 | 13 554 | 364 | 0.0001 | 1 | 0.0018 | 0.2500 | OK | 1 |
| OK | | | | | | | | | | |

Tabella 58, Calcolo θ da Midas

La verifica risulta soddisfatta, pertanto, in accordo alle indicazioni di norma, gli effetti delle non linearità geometriche possono essere trascurati.

14.1.4 Verifica allo stato limite di danno

La norma prevede, come riportato al §7.3.7.2, che per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si debba verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Per le costruzioni civili, è possibile ritenere che questa condizione sia soddisfatta quando, considerando l'azione sismica di progetto relativa allo SLD, la relazione riportata in seguito è rispettata su ciascun piano:

$$d_r < 0.005 h$$

dove:

- d_r è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore e inferiore;
- h è l'altezza del piano ;

| MIDAS | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------|-------|------------------|---------------------------------|-----------------------------|--|-----------------|--------------------|-------------------|--------|-----------------------------|--------------------|--------------------------------|-------------------|--------|
| Load Case | Story | Story Height (m) | P-Delta Incremental Factor (ad) | Allowable Story Drift Ratio | Maximum Drift of All Vertical Elements | | | | | Drift at the Center of Mass | | | | |
| | | | | | Node | Story Drift (m) | Modified Drift (m) | Story Drift Ratio | Remark | Story Drift (m) | Modified Drift (m) | Drift Factor (Maximum/Current) | Story Drift Ratio | Remark |
| SLV X(RS) | 4F | 3.00 | 1.00 | 0.0150 | 78 | 0.0022 | 0.0015 | 0.0005 | OK | 0.0020 | 0.0013 | 11 010 | 0.0004 | OK |
| SLV X(RS) | 3F | 3.00 | 1.00 | 0.0150 | 54 | 0.0024 | 0.0016 | 0.0005 | OK | 0.0023 | 0.0015 | 10 485 | 0.0005 | OK |
| SLV X(RS) | 2F | 3.00 | 1.00 | 0.0150 | 36 | 0.0022 | 0.0015 | 0.0005 | OK | 0.0022 | 0.0015 | 10 084 | 0.0005 | OK |
| SLV X(RS) | 1F | 3.00 | 1.00 | 0.0150 | 13 | 0.0012 | 0.0008 | 0.0003 | OK | 0.0012 | 0.0008 | 10 188 | 0.0003 | OK |
| SLV Y(RS) | 4F | 3.00 | 1.00 | 0.0150 | 78 | 0.0006 | 0.0004 | 0.0001 | OK | 0.0003 | 0.0002 | 23 278 | 0.0001 | OK |
| SLV Y(RS) | 3F | 3.00 | 1.00 | 0.0150 | 54 | 0.0005 | 0.0004 | 0.0001 | OK | 0.0003 | 0.0002 | 19 338 | 0.0001 | OK |
| SLV Y(RS) | 2F | 3.00 | 1.00 | 0.0150 | 36 | 0.0004 | 0.0003 | 0.0001 | OK | 0.0003 | 0.0002 | 15 907 | 0.0001 | OK |
| SLV Y(RS) | 1F | 3.00 | 1.00 | 0.0150 | 13 | 0.0002 | 0.0001 | 0.0000 | OK | 0.0001 | 0.0001 | 14 352 | 0.0000 | OK |

Tabella 59, Drift di piano da Midas

La verifica è stata eseguita mediante il software Midas e risulta essere soddisfatta in quanto l'azione sismica di progetto, non produce agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere temporaneamente inagibile la costruzione.

15. Progetto e verifica allo SLU degli elementi strutturali

La filosofia progettuale utilizzata per progettare a livello sismico i vari elementi strutturali, come le travi ed i pilastri ma non solo, va sotto il nome di “gerarchia delle resistenze” o “capacity design” e si discosta dalla tradizionale metodologia di progettazione allo stato limite ultimo. Quest’ultima prevede di verificare che la capacità di un elemento sia maggiore in ogni punto alla domanda agente derivante dall’inviluppo delle sollecitazioni agenti, mentre la gerarchia delle resistenze consiste nell’individuare il meccanismo di collasso desiderato e progettare le armature degli elementi in modo tale che si verifichi. È infatti bene ricordare che si sta progettando una struttura anelastica e non elastica, capace dunque di deformarsi anche in campo plastico dissipando energia. È cosa tuttavia nota che esistono meccanismi di rottura più duttili rispetto ad altri: per esempio la rottura a taglio è più fragile rispetto a quella flessionale. Va allora assegnata la maggiore resistenza gerarchicamente a partire dai meccanismi di rottura più fragili. La rottura a flessione delle travi, in particolar modo, fa da “fusibile”, in quanto è il meccanismo più duttile di tutti. La resistenza a taglio delle travi non sarà dunque progettata in base alle sollecitazioni agenti ma bensì alla resistenza flessionale, così come lo saranno anche le armature longitudinali dei pilastri in quanto la formazione delle cerniere plastiche non deve avvenire nei pilastri bensì nelle travi onde evitare la condizione di “piano soffice” che potrebbe determinare eccessive domande di duttilità nelle colonne dell’impalcato in questione. Infine, la progettazione a taglio dei pilastri avverrà in base alla loro resistenza a flessione, ma verrà tutto approfondito nei prossimi paragrafi. Il capacity design può essere rappresentato con la metafora della catena, in cui gli anelli più deboli sono i meccanismi di rottura duttili, mentre quelli più forti sono quelli fragili. In questo modo la rottura avverrà sempre in maniera duttile, consentendo dunque un’elevata dissipazione di energia, dato che i meccanismi fragili saranno ancora ben lontani dal limite di resistenza. La gerarchia delle resistenze, e dunque la duttilità strutturale, deve essere garantita a tutti i livelli:

- Materiali

Il materiale che fornisce duttilità alla struttura è l’acciaio e, dunque, in generale si deve garantire che i meccanismi di rottura che lo coinvolgono si verifichino. A tal proposito, come già specificato precedentemente, è stata adottata la classe di acciaio B450 C. Ciò è in realtà anche un limite imposto dalla normativa, per quanto però comunque sarebbe ammesso l’uso della B450 A nel caso di elementi trasversali non progettati sismicamente. Anche al di fuori delle zone critiche, tuttavia, sono stati usati ferri B450 C;

- Sezioni

Come detto, il materiale più duttile è l’acciaio, perciò è necessario progettare sezioni debolmente armate. Per quanto possa sembrare contro intuitivo, in realtà, ciò è legato al fatto che la sezione deve andare in crisi per snervamento dell’armatura tesa e non per schiacciamento del calcestruzzo compresso. Se si inseriscono troppi ferri sostanzialmente non si snerveranno mai, lasciando spazio al meccanismo più fragile fra i due. Ecco che si limiteranno le percentuali geometriche di armatura tesa e si aumenteranno quelle in zona compressa;

Fatte queste doverose premesse si prosegue con il progetto delle armature di travi, pilastri e nodi di due telai ortogonali, in particolar modo sono stati scelti i più sollecitati. La progettazione del setto e delle scale avverrà separatamente. Di seguito si evidenziano gli elementi progettati.

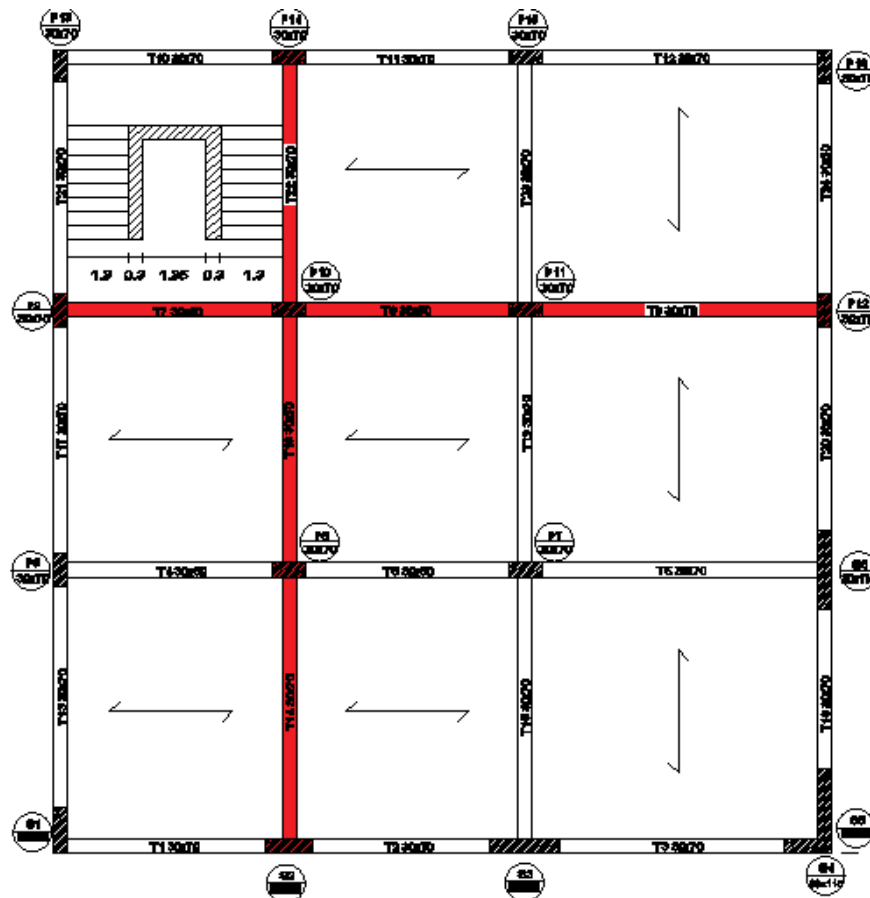


Figura 42, Telaio XX e Telaio YY

15.1 Travi

Come già detto nei paragrafi precedenti, la trave rappresenta il fusibile del metodo della gerarchia delle resistenze, vale a dire il meccanismo di rottura che deve prevalere al fine di assicurare il massimo livello di duttilità. A fronte della progettazione degli elementi resistenti a flessione e taglio al loro interno è però doveroso fare delle considerazioni circa il dimensionamento del copriferro adottato. Il copriferro, o ricoprimento, è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, comprese le staffe, e la superficie esterna del calcestruzzo più vicina all'armatura. Il progettista sceglie il copriferro minimo in modo da garantire:

- la protezione delle armature contro la corrosione;
- l'aderenza tra le barre e il calcestruzzo;
- la resistenza al fuoco degli elementi strutturali;

La prima cosa da fare per determinare il copriferro è capire quale sia la classe d'esposizione del calcestruzzo usato nella costruzione, aspetto fondamentale per la durabilità del materiale, nonché delle armature, ovvero la sua capacità di durare nel tempo, resistendo alle azioni aggressive dell'ambiente, agli attacchi chimici, all'abrasione o ad ogni altro processo di degrado. Esistono diverse tipologie di classi di esposizione che si differenziano in base alla tipo di agente aggressivo. Nella fattispecie, dato che il ruolo del copriferro è quello di proteggere le armature dalla corrosione, le uniche classi realmente da considerare per il suo dimensionamento sono quelle relative a:

- corrosione indotta da carbonatazione (XC);
- corrosione indotta da cloruri non marini (XD);
- corrosione indotta da cloruri marini (XS);

Nel caso della struttura in esame, essendo ubicata nella provincia di Treviso, ovviamente vanno escluse le classi inerenti ai cloruri marini. È possibile ulteriormente tralasciare anche quelle legate ai cloruri non marini poiché non ne risulta esposta. Per quanto riguarda invece la classe relativa alla carbonatazione, essa riguarda inevitabilmente tutti i calcestruzzi presenti, dal momento che è legato al danneggiamento del film di ossido protettivo delle barre a causa del contatto del calcestruzzo con l'anidride carbonica. Tale fenomeno poi consente la corrosione delle barre d'acciaio, fenomeno condizionato dalla presenza sia dell'acqua che dell'aria, elementi necessari per la reazione di ossido – riduzione. Per la struttura in esame è stata scelta una classe d'esposizione "XC1" che, considerando una classe strutturale S4, comporta un copriferro minimo pari a 15 millimetri. Definito ciò, si può ottenere il valore di calcolo del copriferro dalla seguente formula:

$$c, nom = c, min + 10mm$$
$$c, min = \max\{c, min, b, c, min, dur\}$$

Tipicamente, come in questo caso, il contributo legato alla durabilità prevale su quello legato alle dimensioni delle barre. In definitiva lo spessore del copriferro risulta essere pari a 25 millimetri.

15.1.1 Armature longitudinali

Il progetto delle armature resistenti a flessione è l'unico aspetto del capacity design in cui le armature sono effettivamente dimensionate in base all'involuppo delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali ottenuto dal software di calcolo. Di seguito si spiega il ragionamento seguito per una trave di un telaio, ovviamente è applicabile con i dovuti accorgimenti a tutte le altre travi e telai. I diagrammi di involuppo ottenuti sono simili a quelli riportati di seguito, per poter consultare tutti i vari involuppi inerenti ai vari piani si rimanda all'appendice.

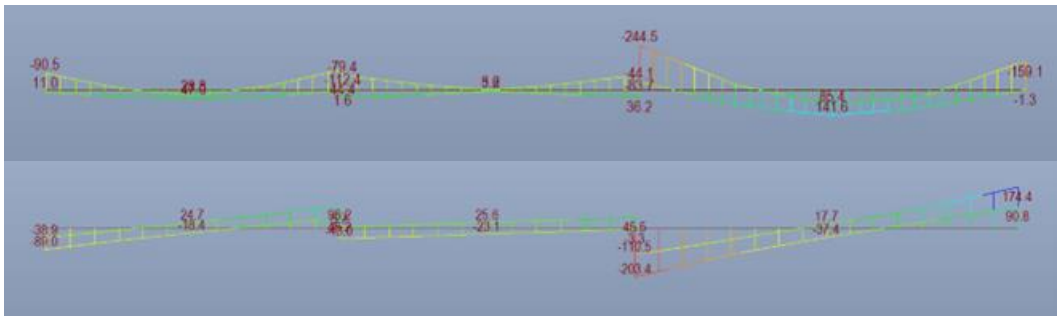


Figura 43. Involuppo dei momenti (sopra) e del taglio (sotto) del telaio XX – piano 2F – Midas Gen

Le armature vanno dimensionate considerando le sezioni di maggiore interesse delle travi, vale a dire gli appoggi e le sezioni di mezzeria. La ragione di tale importanza è facilmente visibile dai diagrammi di cui sopra. Una volta riportate su di un'apposita tabella le sollecitazioni agenti, e si specifica in merito che il taglio va riportato solamente agli appoggi estremi della trave schematizzata come continua, è necessario tener conto delle limitazioni che la normativa impone sul quantitativo minimo e massimo di armature. Tali imposizioni sono sia condizionati da motivi geometrici che legate alle sollecitazioni agenti, come riportato di seguito:

- $A_{l,min} = \frac{M_{Ed}}{0.9 d f_{yd}}$
- $A_{l,min} = \max \left\{ 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d b_t; 0.0013 b d \right\}$
- $A_{l,min} = \frac{V_{Ed}}{f_{yd}}$ (inferiormente negli appoggi d'estremità)
- $A_{l,max} = 0.04 A_c$

Inoltre, per tutta la lunghezza della trave, devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- Almeno due barre di diametro minimo $\varnothing 14$ sia inferiormente che superiormente;
- La percentuale geometrica di armatura compressa deve essere almeno pari ad un quarto di quella tesa;
- La percentuale geometrica di armatura tesa deve soddisfare ovunque la seguente condizione:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} \leq \rho \leq \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$$

Si specifica che la percentuale geometrica di armatura è definita come il rapporto fra l'area di armatura e quella della sezione della trave come se fosse interamente di calcestruzzo.

Altro aspetto importante da tenere a mente sono le zone estreme delle travi, definite come “zone critiche”. La loro lunghezza dipende in primis dalla classe di duttilità della struttura, nel caso in esame “CD B”, ed in secondo luogo dall’altezza della trave:

- 1.5 h se CD A;
- h se CD B;

In tale zona va ulteriormente verificato che la percentuale geometrica di armatura compressa deve essere almeno pari alla metà di quella tesa. Le armature sono state progettate in modo tale che non subiscano sovrapposizioni nei nodi, tenendo anche conto che le uniche barre che richiedono sovrapposizioni sono le due minime inferiormente e superiormente richieste dalla normativa. Si consideri però, nel solo telaio XX, la presenza di due travi di collegamento con altezza pari a 50 centimetri seguita da una portante con altezza di 70 centimetri. Tale differenza di dimensioni comporta che è possibile effettuare un allineamento a livello superiore, centrale o inferiore. Si è scelto il primo, il che consente di proseguire linearmente solamente le armature longitudinali superiori per tutta la lunghezza del telaio, mentre quelle inferiori sono interrotte e ripiegate verso l’alto in corrispondenza della faccia opposta a quella di intersezione con il nodo per garantire un opportuno contenimento. Nello specifico sono state adoperate barre a aderenza migliorata di diametro $\varnothing 16$ sia come armature disposte lungo tutta la lunghezza della trave che come barre aggiuntive e, laddove insufficiente, sono state inserite delle armature di diametro $\varnothing 20$. Si noti che spesso il momento resistente ottenuto risulta essere molto sovradimensionato alla sollecitazione agente a causa delle prescrizioni normative di cui sopra. Una volta definite le armature da adoperare, è possibile calcolare il momento resistente che determinano in questo modo:

$$M_{Rd} = 0.9 d f_{yd} A_{s,eff}$$

Un’ulteriore prescrizione imposta dalla normativa, riportata nel capitolo 4.1.2.3.5.2, definisce che le armature longitudinali devono essere dimensionate in base sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di:

$$a = \frac{0.9 d \cot g(\theta)}{2}$$

Considerando i valori progettuali, si ottengono due prolungamenti diversi a seconda che la trave sia di collegamento (30X50) o portante (30X70). Nel primo caso si ha un prolungamento di 21 centimetri, mentre nel secondo di 30 centimetri.

- Lunghezza d’ancoraggio

Il calcolo della lunghezza d’ancoraggio delle barre d’armatura longitudinale è definito dall’Eurocodice 2 a partire dall’equilibrio tra lo sforzo assorbito dalla barra “ F_s ” e lo sforzo di aderenza “ F_b ”:

$$F_s = F_b$$

$$A_s f_{yd} = \pi \varnothing l_a f_{bd}$$

La lunghezza di ancoraggio si può ottenere mediante formula inversa:

$$l_a = \frac{A_s f_{yd}}{\pi \phi f_{bd}}$$

Dove “ f_{bd} ” è la tensione di aderenza ultima, definita come segue:

$$f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

In cui:

- η_1 è un coefficiente che tiene conto delle condizioni di aderenza delle barre (EC2), vale 1 se buona aderenza e 0.7 altrimenti;
- η_2 è un coefficiente che tiene conto della dimensione delle armature: 1 se ϕ minore di 32;

Considerando i valori ottenuti dalle caratteristiche dei materiali di cui al capitolo 1, si ottiene la seguente lunghezza d’ancoraggio, approssimata poi a 36ϕ per ulteriore margine di sicurezza.

| Lunghezza di piegatura EC2 - 8.3 | | | | |
|--|----------------|--------|-----------------|--------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | |
| * Diametro barra | ϕ | 16 | mm | |
| * Diametro barra | ϕ | 20 | mm | |
| * Parametro aderenza | η_1 | 1 | - | |
| * Parametro diametro | η_2 | 1 | - | |
| Lunghezza di ancoraggio di base necessaria $\phi 16$ | $l_{b,Rqd,16}$ | 0.53 | m | 32.86 ϕ |
| Lunghezza di ancoraggio di base necessaria $\phi 20$ | $l_{b,Rqd,20}$ | 0.66 | m | 32.86 ϕ |

Tabella 60, , Lunghezza di piegatura

Si riporta di seguito una tabella, riguardante il progetto delle armature longitudinali della trave del telaio XX nel piano 2F, a titolo esemplificativo. Per consultare le altre tabelle si rimanda all’appendice.

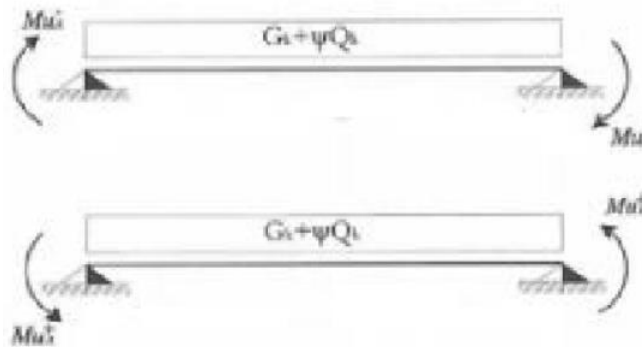
| Armature | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------|-----------------|-----------------|------------------------|--------------------------|--------------------|------------------|--------|------------------|--------|--------------------|-----------------|----------|------------------|----------------|-------|----------------|----------------|---|--------------------------------------|-------------------------------------|----|----|
| Sezioni | M _{ed} | V _{ed} | A _{t,min,ult} | A _{t,min,press} | A _{t,min} | Φ _{min} | Numero | Φ _{agg} | Numero | A _{t,eff} | M _{ed} | Verifica | L _{acc} | a _i | Piega | ρ _s | ρ _c | 1.4/f _{yk} < ρ _s < ρ _s + 3.5/f _{yk} | ρ _c > 0.25 ρ _s | ρ _c > 0.5 ρ _s | | |
| - | kNm | kN | mm ² | mm ² | mm ² | mm | - | mm | - | mm ² | kNm | - | m | m | m | - | - | | | | | |
| AB _{inf} | 47 | - | 280.96 | 233.41 | 280.96 | 16 | 2 | 16 | 1 | 603.19 | 100.90 | OK | 0.64 | 0.21 | 0.24 | 0.0040 | - | 0.0031 | 0.0040 | 0.0105 | OK | NA |
| AB _{sup} | - | - | - | 233.41 | 233.41 | 16 | 2 | - | - | 402.12 | 67.27 | OK | 0.64 | 0.21 | 0.24 | - | 0.0027 | - | - | - | - | |
| BC _{inf} | 5.2 | - | 21.87 | 331.69 | 331.69 | 16 | 2 | 16 | 1 | 603.19 | 100.90 | OK | 0.64 | 0.30 | 0.24 | 0.0040 | - | 0.0031 | 0.0040 | 0.0105 | OK | NA |
| BC _{sup} | - | - | - | 331.69 | 331.69 | 16 | 2 | - | - | 402.12 | 67.27 | OK | 0.64 | 0.30 | 0.24 | - | 0.0027 | - | - | - | - | |
| CD _{inf} | 141.6 | - | 595.67 | 331.69 | 595.67 | 16 | 2 | 16 | 2 | 804.25 | 191.18 | OK | 0.64 | 0.30 | 0.24 | 0.0038 | - | 0.0031 | 0.0038 | 0.0097 | OK | NA |
| CD _{sup} | - | - | - | 331.69 | 331.69 | 16 | 2 | - | - | 402.12 | 95.59 | OK | 0.64 | 0.30 | 0.24 | - | 0.0019 | - | - | - | - | |
| A _{inf} | - | 89 | 227.44 | 233.41 | 233.41 | 16 | 2 | 16 | 1 | 603.19 | 100.90 | OK | 0.64 | 0.21 | 0.24 | 0.0040 | - | 0.0031 | 0.0040 | 0.0118 | OK | OK |
| A _{sup} | 90.5 | - | 541.00 | 233.41 | 541.00 | 16 | 2 | 16 | 1 | 603.19 | 100.90 | OK | 0.64 | 0.21 | 0.24 | - | 0.0040 | - | - | - | - | |
| B _{inf} | - | - | - | 331.69 | - | 16 | 2 | 16 | 1 | 603.19 | 100.90 | OK | 0.64 | 0.30 | 0.24 | 0.0040 | - | 0.0031 | 0.0040 | 0.0131 | OK | OK |
| B _{sup} | 112.4 | - | 671.92 | 331.69 | 671.92 | 16 | 2 | 16 | 2 | 804.25 | 134.54 | OK | 0.64 | 0.30 | 0.24 | - | 0.0054 | - | - | - | - | |
| C _{inf} | - | - | - | 331.69 | - | 16 | 2 | 16 | 2 | 804.25 | 134.54 | OK | 0.64 | 0.30 | 0.24 | 0.0038 | - | 0.0031 | 0.0038 | 0.0127 | OK | OK |
| C _{sup} | 244.5 | - | 1028.53 | 331.69 | 1028.53 | 16 | 2 | 20 | 2 | 1030.44 | 244.95 | OK | 0.64 | 0.30 | 0.24 | - | 0.0049 | - | - | - | - | |
| D _{inf} | - | 174.4 | 445.69 | 331.69 | 445.69 | 16 | 2 | 20 | 1 | 716.28 | 170.27 | OK | 0.64 | 0.30 | 0.24 | 0.0034 | - | 0.0031 | 0.0034 | 0.0112 | OK | OK |
| D _{sup} | 159.1 | - | 669.28 | 331.69 | 669.28 | 16 | 2 | 20 | 1 | 716.28 | 170.27 | OK | 0.64 | 0.30 | 0.24 | - | 0.0034 | - | - | - | - | |

Tabella 61, Progetto armature a flessione telaio XX piano 2F

15.1.2 Armature trasversali

Come prima cosa è necessario calcolare le sollecitazioni agenti. Normalmente, il progetto degli elementi trasversali resistenti a taglio nelle travi si effettua in base all'involuppo delle sollecitazioni agenti in modo tale da assicurare in ogni punto una resistenza maggiore dell'azione agente. Come già introdotto precedentemente, nella gerarchia delle resistenze invece si progettano gli elementi in modo tale che la rottura avvenga per i meccanismi duttili anziché per quelli fragili. Appartenendo il taglio a quest'ultima categoria, le staffe sono progettate a partire dai momenti resistenti sviluppati dalle armature longitudinali, in questo modo ci si assicura che la rottura a taglio avvenga necessariamente dopo quella a flessione. Sostanzialmente la sollecitazione di taglio che si considera agente sulla trave si ottiene facendo l'equilibrio della trave, alle cui estremità si ammette la formazione di cerniere plastiche, sotto l'azione dei carichi gravitazionali nella condizione sismica di progetto e dei momenti resistenti, appunto, amplificati per mezzo di un coefficiente di sovra resistenza " γ_{Rd} " il cui valore dipende dalla classe di duttilità (1.1 se CD B e 1.2 se CD A). Vanno considerate diverse condizioni di carico diverse:

- Carichi gravitazionali nella condizione sismica di progetto con variabili non nulli considerando le due direzioni possibili dei momenti resistenti legati alle armature longitudinali;



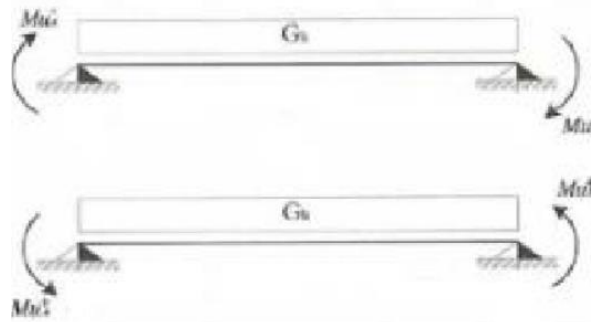
$$V_{A,1}^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{u,A}^+ + M_{u,B}^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + \psi Q_k) * l_{trave}}{2}$$

$$V_{A,1}^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{u,A}^- + M_{u,B}^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + \psi Q_k) * l_{trave}}{2}$$

$$V_{B,1}^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{u,A}^+ + M_{u,B}^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + \psi Q_k) * l_{trave}}{2}$$

$$V_{B,1}^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{u,A}^- + M_{u,B}^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + \psi Q_k) * l_{trave}}{2}$$

- Carichi gravitazionali nella condizione sismica di progetto con variabili nulli considerando le due direzioni possibili dei momenti resistenti legati alle armature longitudinali;



$$V_{A,2}^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{u,A}^+ + M_{u,B}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k * l_{trave}}{2}$$

$$V_{A,2}^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{u,A}^- + M_{u,B}^-}{l_{trave}} + \frac{G_k * l_{trave}}{2}$$

$$V_{B,2}^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{u,A}^+ + M_{u,B}^+}{l_{trave}} - \frac{G_k * l_{trave}}{2}$$

$$V_{B,2}^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{u,A}^- + M_{u,B}^-}{l_{trave}} - \frac{G_k * l_{trave}}{2}$$

- Combinazione fondamentale;

Il coefficiente dei carichi variabili “ ψ ” è stato assunto generalmente pari a 0.3, ad eccezione delle aree particolarmente affollate come le scale in cui vale 0.6 e per il carico neve nel cui caso è nullo. Sostanzialmente, facendo il ragionamento sopra riportato per ogni campata della trave del telaio si ottengono i valori massimi di taglio agente a sinistra ed a destra di ogni appoggio. Ovviamente i valori, per un appoggio e per il successivo all’interno della stessa campata, risultano di segno opposto dal momento che il taglio varia secondo un diagramma a farfalla. Si assume come taglio agente il valore massimo in modulo. Di seguito si riporta un estratto del calcolo dei tagli agenti per il piano 2F del telaio XX, per consultare le restanti parti si rimanda all’appendice.

| TRAVE T7 (40) | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|-----------|---------|--------|--------|--------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------|-----------------|
| A B | Lunghezza | Sezione | Mrd + | Mrd - | Gk | Qk ₁ | Qk ₂ | ψ _{Qk1} | ψ _{Qk2} | γ _{Rd} | V ₁ ⁺ | V ₁ ⁻ | V ₂ ⁺ | V ₂ ⁻ | V _{fond} | V _{Ed} |
| | (m) | (m) | (kNm) | (kNm) | (kN/m) | (kN/m) | (kN/m) | - | - | - | kN | kN | kN | kN | kN | kN |
| | 5.00 | 0.00 | 100.90 | 100.90 | 25.94 | 1.00 | 10.20 | 0.30 | 0.60 | 1.10 | 125.30 | 29.11 | 109.25 | 13.06 | 126.31 | 126.31 |
| | 5.00 | 100.90 | 134.54 | -36.50 | | | | | | | -132.70 | -20.46 | -116.65 | -126.31 | 132.70 | |

| TRAVE T8 (43) | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|-----------|---------|--------|--------|--------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------|-----------------|
| B C | Lunghezza | Sezione | Mrd + | Mrd - | Gk | Qk ₁ | Qk ₂ | ψ _{Qk1} | ψ _{Qk2} | γ _{Rd} | V ₁ ⁺ | V ₁ ⁻ | V ₂ ⁺ | V ₂ ⁻ | V _{fond} | V _{Ed} |
| | (m) | (m) | (kNm) | (kNm) | (kN/m) | (kN/m) | (kN/m) | - | - | - | kN | kN | kN | kN | kN | kN |
| | 5.00 | 0.00 | 100.90 | 134.54 | 7.96 | 2.00 | 0.00 | 0.30 | 0.60 | 1.10 | 73.21 | -62.08 | 71.71 | -63.58 | 33.38 | 73.21 |
| | 5.00 | 134.54 | 244.95 | 30.39 | | | | | | | -104.90 | 31.89 | -103.40 | -33.38 | 104.90 | |

| TRAVE T9 (38) | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|-----------|---------|--------|--------|--------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------|-----------------|
| C D | Lunghezza | Sezione | Mrd + | Mrd - | Gk | Qk ₁ | Qk ₂ | ψ _{Qk1} | ψ _{Qk2} | γ _{Rd} | V ₁ ⁺ | V ₁ ⁻ | V ₂ ⁺ | V ₂ ⁻ | V _{fond} | V _{Ed} |
| | (m) | (m) | (kNm) | (kNm) | (kN/m) | (kN/m) | (kN/m) | - | - | - | kN | kN | kN | kN | kN | kN |
| | 6.50 | 0.00 | 134.54 | 244.95 | 39.46 | 11.00 | 0.00 | 0.30 | 0.60 | 1.10 | 190.56 | 68.70 | 179.83 | 57.98 | 220.35 | 220.35 |
| | 6.50 | 170.27 | 170.27 | -87.39 | | | | | | | -209.24 | -76.67 | -198.52 | -220.35 | 220.35 | |

Tabella 62, Taglio agente T7(T40)/T8(T43)/T9(T38)_Piano 2F

Noti gli sforzi agenti è finalmente possibile procedere con la determinazione delle staffe e dunque del taglio resistente. Esattamente come nel caso non sismico, la resistenza a taglio risulta essere pari al minimo fra i contributi a taglio – trazione e taglio – compressione:

$$V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 d f_{yd} \cot g(\theta)$$
$$V_{Rcd} = \alpha_c v 0.9 d b f_{cd} \frac{\cot g(\theta)}{1 + \cot g^2(\theta)}$$

Dove:

- v pari a 0.5 è un coefficiente riduttivo per le verifiche a taglio;
- α_c tiene conto del contributo della compressione nelle travi alla resistenza a taglio, si assume unitario;

Normalmente la normativa rinuncia a fornire un valore della cotangente di teta data la grande variabilità dei fenomeni coinvolti. Preferisce piuttosto adottare il metodo della “biella ad inclinazione variabile” fornendo dunque un range di valori possibili, per la precisione fra 1 e 2.5. Esisterebbe in realtà un valore ottimale tale da massimizzare la resistenza a taglio. Tale approccio si mantiene invariato per il progetto delle staffe nelle zone critiche delle strutture in classe di duttilità “CD B”, mentre per quelle in “CD A” si impone un valore unitario della cotangente di teta in modo tale da ridurre la compressione nelle bielle di calcestruzzo compresso, aumentando la trazione nelle staffe richiedendone dunque una maggiore resistenza. Nonostante la classe di duttilità non lo richieda necessariamente, si è optato per un valore unitario appunto a fine precauzionale. In “CD B” la normativa fornisce le seguenti prescrizioni per le staffe:

- la prima staffa non deve essere più distante di 5 centimetri dalla faccia del pilastro;
- il passo deve essere minore al minimo fra:
 - un quarto dell’altezza utile della sezione;
 - 225 millimetri,
 - Otto volte il diametro massimo delle armature longitudinali;
 - 24 volte il diametro scelto della staffa;
- Area minima di armatura per metro almeno pari ad 1.5 volte la larghezza della sezione;
- Almeno tre staffe al metro;

La condizione prevalente per il passo delle staffe fra quelle sopra riportate risulta essere la prima. Avendo usato armature longitudinali con diametro massimo pari a Ø20 e staffe Ø12, il passo massimo risulta essere di 11.87 centimetri. Si adotta quindi un passo di 10 centimetri in zona critica. In definitiva, in zona critica, la staffatura prevede barre di diametro Ø12, con due braccia e passo 10 centimetri, che forniscono le seguenti resistenze:

| Taglio resistente | | | |
|------------------------------------|----------------------------|---------------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Resistenza a taglio - trazione | V_{Rsd} | 378.38 | kN |
| Resistenza a taglio - compressione | V_{Rcd} | 689.94 | kN |
| Resistenza a taglio | V_{Rd} | 378.38 | kN |

Tabella 63, Taglio resistente in zona critica telaio XX

A titolo esemplificativo si riportano i calcoli effettuati per il piano 2F del telaio XX. Sostanzialmente per ogni campata di tale trave sono stati riportati i valori del taglio agli appoggi, calcolati precedentemente, ciclicamente a sinistra e a destra dello stesso. Tali valori sono stati poi confrontati con le resistenze sopra calcolate. Per consultare i restanti conti si rimanda all'appendice.

| PIANO 2F | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------|---------------|--------|-----------------|---------------------------|---------------|--------|-----------------|---------------------------|---------------|--------|-----------------|----------|---------|--------|-----------------|
| Trave T7 (40) | | | | Trave T8 (43) | | | | Trave T9 (38) | | | | | | | |
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Taglio agente in A dx | $V_{A,d, dx}$ | 126.31 | kN | Taglio agente in B dx | $V_{B,d, dx}$ | 73.21 | kN | Taglio agente in C dx | $V_{C,d, dx}$ | 220.35 | kN | | | | |
| Taglio agente in B sx | $V_{B,d, sx}$ | 132.70 | kN | Taglio agente in C sx | $V_{C,d, sx}$ | 104.90 | kN | Taglio agente in D sx | $V_{D,d, sx}$ | 220.35 | kN | | | | |
| Necessità di infittimento | | NO | | Necessità di infittimento | | NO | | Necessità di infittimento | | NO | | | | | |
| Diametro staffa | ϕ_{stc} | 12 | mm | Diametro staffa | ϕ_{stc} | 12 | mm | Diametro staffa | ϕ_{stc} | 12 | mm | | | | |
| Numero bracci | n_{bracci} | 2.00 | - | Numero bracci | n_{bracci} | 2.00 | - | Numero bracci | n_{bracci} | 2.00 | - | | | | |
| Passo staffe | s | 100.00 | mm | Passo staffe | s | 100.00 | mm | Passo staffe | s | 100.00 | mm | | | | |

Tabella 64, Staffe in zona critica nella trave T7(T40)/T8(43)/T9(38)_Piano 2F

Il progetto delle staffe, tuttavia, non si conclude qui. Va infatti anche effettuato per le zone non critiche, in cui si seguono gli stessi procedimenti che per le zone non sismiche. In particolar modo il passo deve essere:

$$s \leq \min\{0.8d; 33cm\}$$

Nel dettaglio, in zona non critica sono state adottate staffe $\phi 12$, con due bracci e passo 24 centimetri. Si riportano i valori di resistenze ottenuti in tali zone.

| Taglio resistente | | | |
|------------------------------------|----------------------------|---------------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Resistenza a taglio - trazione | V_{Rsd} | 157.66 | kN |
| Resistenza a taglio - compressione | V_{Rcd} | 689.94 | kN |
| Resistenza a taglio | V_{Rd} | 157.66 | kN |

Tabella 65, Taglio resistente in zona non critica

15.2 Pilastrì

Prima di procedere con il dimensionamento degli elementi resistenti interni al pilastro, è necessario effettuare una doverosa verifica relativa allo sforzo di compressione agente sul pilastro. In particolar modo, per la classe di duttilità a cui appartiene la struttura, è necessario assicurarsi che tale valore non superi il 65% della resistenza a compressione della sezione del pilastro considerata tutta di calcestruzzo. Tale resistenza si calcola come segue:

$$N_{RC,d} = A_c f_{cd}$$

La resistenza a compressione del pilastro, ridotta del 65 %, risulta essere circa pari a 2640 kN, considerando un pilastro di dimensioni 30X70 centimetri. Tale valore è stato poi confrontato con la condizione più gravosa derivata dal software di calcolo Midas Gen, risultante essere pari a circa 1840 kN.

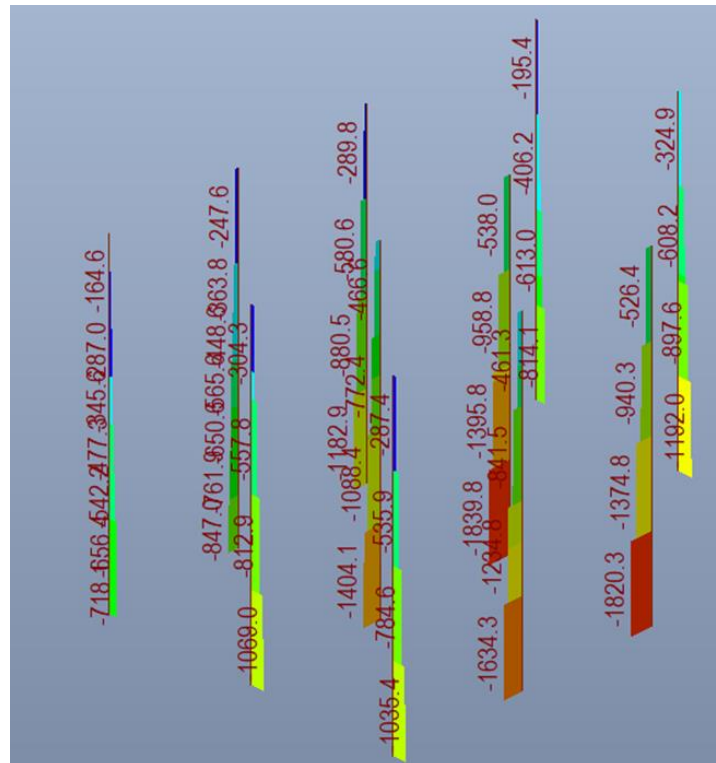


Figura 44. Sforzi di compressione nei pilastri ottenuti da Midas Gen

Il progetto delle armature dei pilastri viene effettuato considerando una sollecitazione di presso – flessione deviata in quanto, per effetto della combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni, sussiste in ogni direzione del pilastro sia un momento “M_x” che “M_y”. Tale verifica a pressoflessione deviata è stata effettuata in maniera semplificata considerando una pressoflessione retta in cui però il momento resistente è stato ridotto del 30%.

15.2.1 Armature longitudinali

Come nel caso delle travi, anche per i pilastri è necessario individuare una zona critica, a partire da quella nodale, che risulta particolarmente sollecitata. Tale lunghezza è pari a:

$$l_{cr} = \max \left\{ \frac{h}{6}; 45cm; H \right\}$$

Dove:

- h è l'altezza del pilastro, pari a 300 cm;
- H è l'altezza della sezione del pilastro, pari a 70 cm;

In realtà ci sarebbe un'ulteriore condizione che non è stata però considerata perché non si verifica, ovvero l'altezza del pilastro quando però questa sia minore di tre volte l'altezza della sezione del pilastro.

Per i pilastri, come per le travi, la normativa impone delle prescrizioni sui valori minimi e massimi del quantitativo d'armatura, di seguito riportate:

- $A_{s,min} = \max \left\{ 0.003 A_c; 0.1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right\};$
- $A_{s,max} = 0.04 A_c;$

Oltre a tali limitazioni circa il quantitativo minimo e massimo di armatura, la normativa impone delle condizioni anche sulla percentuale geometrica di rinforzo. In particolar modo tale valore deve rimanere compreso fra l'1% e il 4% nelle zone critiche. Per di più, le barre non devono distare più di 25 centimetri l'una dall'altra e, qualora siano sottoposte a trazione, la lunghezza d'ancoraggio deve essere aumentata del 50%. Per la disposizione delle armature si è sfruttato il software VCASLU, sono state inserite 18 barre Ø24 con copriferro di 5 centimetri, che rispettano i limiti di cui sopra.

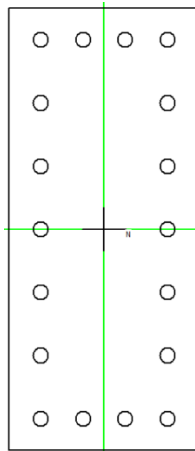


Figura 45, Armature longitudinali pilastri

| Prescrizioni normativa | | | | | | | | |
|------------------------|-------|-----------------|--------------------|--------------------|----|--------|--------------------|----------|
| Pilastro | Piano | N _{Ed} | A _{min} | A _{max} | Ø | Numero | A _{max} | Verifica |
| - | - | kN | (mm ²) | (mm ²) | mm | - | (mm ²) | - |
| P9 | 2F | 1069 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P10 | 2F | 1404.1 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P11 | 2F | 1839.8 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P12 | 2F | 1192 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P9 | 3F | 624.6 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P10 | 3F | 728 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P11 | 3F | 1220.2 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P12 | 3F | 644.4 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P9 | 4F | 469.5 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P10 | 4F | 712.2 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P11 | 4F | 928.9 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P12 | 4F | 477.6 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P9 | Roof | 321 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P10 | Roof | 501.5 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P11 | Roof | 634.3 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |
| P12 | Roof | 324 | 630 | 8400 | 24 | 18 | 8143.01 | OK |

Tabella 66, Scelta armature longitudinali dei pilastri _Telaio XX

È ora necessario verificare che le barre scelte siano adatte a sostenere il momento flettente agente. Questo, contrariamente alle travi, non viene ottenuto dall'involuppo delle sollecitazioni ricavato tramite il software di calcolo, bensì dai momenti resistenti delle travi per soddisfare le condizioni previste dal capacity design. Sostanzialmente, il momento agente si trova come combinazione dei momenti resistenti a flessione delle travi sia a sinistra che a destra del nodo. Ne segue che la verifica vada effettuata per tutte le estremità dei pilastri, esclusa quella di copertura. La verifica consiste nell'accertarsi che:

$$\sum M_{Rd} \geq \gamma_{Rd} \left(\sum M_{b,Rd} \right)$$

Dove :

- γ_{Rd} è il coefficiente di sovra resistenza, valente 1.3 indipendentemente dalla classe di duttilità;

Il momento resistente delle travi è quello calcolato nei precedenti capitoli, il punto è che per ogni nodo d'estremità delle travi esistono due valori del momento flettente, uno superiore e uno inferiore. I valori sono due e non quattro perché le barre non possono essere interrotte all'interno di un nodo, dunque, sebbene il momento flettente agente a destra e sinistra di un pilastro non sia probabilmente lo stesso, il momento resistente lo è sicuramente perché la condizione di armatura è la medesima. Dunque, sebbene si dovrebbero calcolare le somme dei momenti resistenti ai due lati del pilastro, di fatto sono i medesimi, con la sola distinzione delle armature superiori e inferiori. Nella fattispecie, per porsi nella condizione più cautelativa possibile, anziché considerare tutte le varie combinazioni possibili legate alle diverse aree d'armatura longitudinali, si è scelto di considerare agente su ambo i lati il valore massimo. In altre parole, è stata considerato il doppio del momento massimo resistente come sollecitazione

agente sul pilastro. Il doppio, per la precisione, nei nodi interni o esterni qualora nella direzione di calcolo convergano due travi. Per quelli in cui ne converge solo una ovviamente è stato preso il valore massimo e basta. Una volta determinati gli sforzi agenti è la volta di quelli resistenti. Mentre le sollecitazioni agenti, come detto, derivano dalle travi agiscono interamente sul nodo, per quelle resistenti è necessario fare una distinzione fra sezione superiore e inferiore di ciascun pilastro. Il motivo di ciò è facilmente intuibile: il momento resistente in presenza di pressoflessione si ottiene da un diagramma N-M, nella fattispecie realizzato autonomamente da VCASLU, al quale va dato in pasto lo sforzo normale agente sul pilastro e restituisce dunque il valore del momento resistente corrispondente a tale azione. Come è visibile dall'immagine riportata ad inizio capitolo, ad ogni piano v'è un salto dello sforzo normale agente sul pilastro a causa dell'aumento progressivo di carico dovuto al peso dei vari impalcati. Ecco dunque che se si considera la sezione inferiore del pilastro si ha uno sforzo normale di un tipo, che è diverso da quella superiore allo stesso piano, determinando dunque due valori diversi del momento resistente. Ne segue che vanno verificati entrambi. A titolo di esempio, il nodo del primo impalcato (2F), tiene conto del momento resistente della sezione superiore del pilastro P-X-2F e di quella inferiore del P-X-3F, dove "x" indica il generico numero del pilastro. Chiarito questo aspetto, è bene affrontarne un altro ugualmente importante: la verifica va fatta, come già detto, in ambo le direzioni "x" ed "y". L'attenzione, però, va particolarmente posta sulla geometria della sezione nelle due direzioni: i pilastri, infatti, non hanno tutti lo stesso orientamento. Ne risulta dunque che la base di uno in una certa direzione corrisponda all'altezza di un altro nella direzione ortogonale. Ciò comporta la necessità di realizzare due diagrammi, e dunque due file, N-M su VCASLU, da usare opportunamente in base alle varie casistiche in una direzione piuttosto che nell'altra.

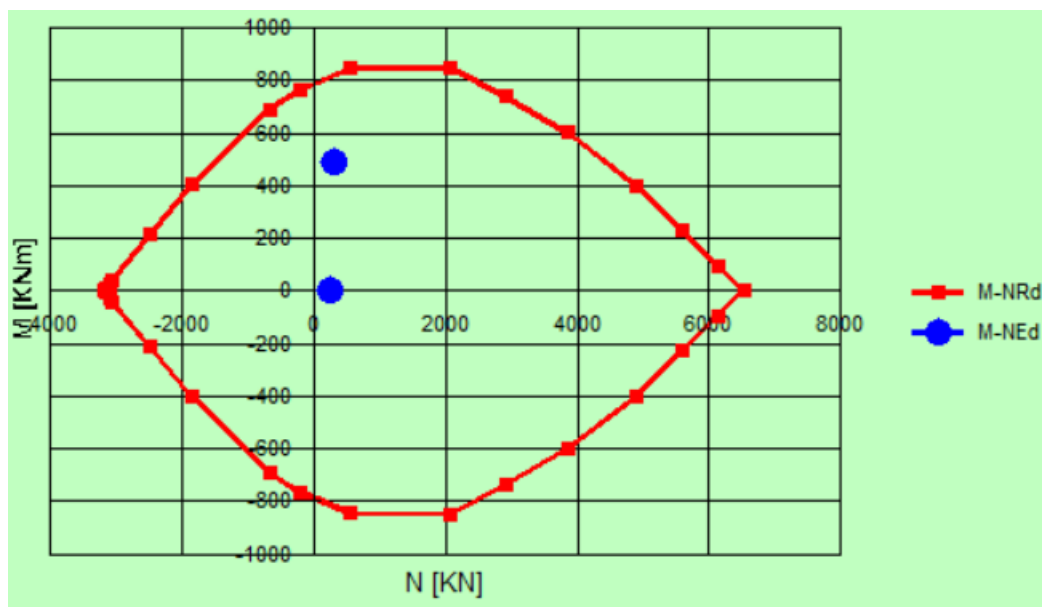


Figura 46. Diagramma N-M per pressoflessione retta - 30 X 70 - VCASLU

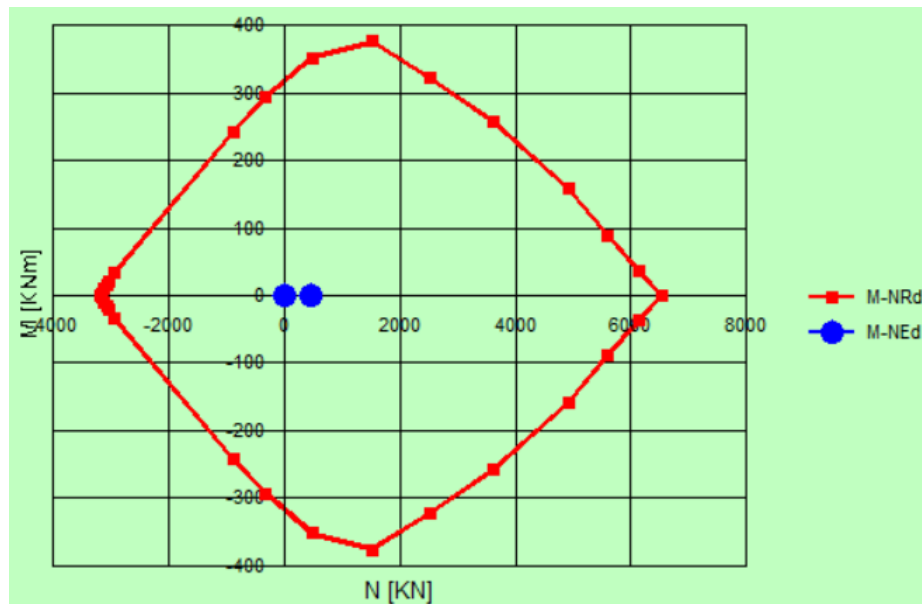


Figura 47. Diagramma N-M per pressoflessione retta - 70 X 30 – VCASLU

Come è facile notare, le condizioni di minore resistenza si hanno quando la sezione ha base 70 centimetri ed altezza 30 centimetri. Osservando i diagrammi riportati, inoltre, si evince che a fini cautelativi è meglio considerare un valore di sforzo minimo poiché quasi sicuramente corrispondente a valori di momento resistente minori. Quasi sicuramente perché a meno di valori di compressione molto elevati, per i quali il tratto del diagramma risulta decrescente. I valori di sforzo normale minimi si ottengono sempre da Midas in quanto fornisce un involucro di massimo e minimo. Ricavati da VCASLU i momenti resistenti relativi ai vari sforzi normali agenti minimi nelle varie sezioni, sono stati poi sommati quelli relativi allo stesso nodo. Dopo di che si è verificato che fosse soddisfatta la condizione precedentemente riportata. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, sebbene in alcune sezioni le resistenze siano molto sovra dimensionate, ciò è necessario poiché sono presenti sezioni in cui la resistenza della sezione è molto bassa (70x30) e le sollecitazioni sono invece molto elevate. Per poter aumentare la resistenza o si aumenta la dimensione della sezione, o si aumenta la classe di calcestruzzo (intervento che si è in realtà rivelato essere poco impattante) o si aumenta il quantitativo di armatura. Si è scelta quest'ultima opzione. Si riporta l'analisi effettuata per un pilastro a titolo esemplificativo, per la consultazione dei rimanenti si rimanda all'appendice.

| Pilastro P9 | | | | | | | | | | |
|---------------|----------------------|-------------------|--------------------|-----------|---------|------------------|-------------------|--------------------|--------------------------------------|---|
| Direzione X-X | | | | | | | | | | |
| Nodo | Trave | M _{b,Rd} | ΣM _{b,Rd} | Pilastro | Sezione | N _{min} | M _{c,Rd} | ΣM _{c,Rd} | Y _{Rd} * ΣM _{b,Rd} | 0,7*ΣM _{c,Rd} > Y _{Rd} * ΣM _{b,Rd} |
| - | - | kNm | kNm | - | - | kN | kNm | kNm | kNm | - |
| 1 | T21 - 2F T17 - 2F | 134.54 | 269.07 | P9 - 2F | sup | 624.7 | 853.2 | 1693.7 | 349.80 | OK |
| | | | | P9 - 3F | inf | 485.4 | 840.5 | | | |
| 2 | T21 - 3F T17 - 3F | 244.95 | 489.91 | P9 - 3F | sup | 469.6 | 839.1 | 1665.7 | 636.88 | OK |
| | | | | P9 - 4F | inf | 336.8 | 826.6 | | | |
| 3 | T21 - 4F T17 - 4F | 244.95 | 489.91 | P9 - 4F | sup | 321.1 | 825.1 | 1637.5 | 636.88 | OK |
| | | | | P9 - Roof | inf | 189.6 | 812.4 | | | |
| Base | 0 | - | 825.10 | P9 - 2F | inf | 640.5 | 854.6 | - | - | |
| Direzione Y-Y | | | | | | | | | | |
| Nodo | Trave | M _{b,Rd} | ΣM _{b,Rd} | Pilastro | Sezione | N _{min} | M _{c,Rd} | ΣM _{c,Rd} | Y _{Rd} * ΣM _{b,Rd} | 0,7*ΣM _{c,Rd} > Y _{Rd} * ΣM _{b,Rd} |
| - | - | kNm | kNm | - | - | kN | kNm | kNm | kNm | - |
| 1 | T7 - 2F | 100.90 | 201.80 | P9 - 2F | sup | 624.7 | 362.4 | 715.3 | 262.35 | OK |
| | | | | P9 - 3F | inf | 485.4 | 352.9 | | | |
| 2 | T7 - 3F | 100.90 | 201.80 | P9 - 3F | sup | 469.6 | 351.8 | 694.3 | 262.35 | OK |
| | | | | P9 - 4F | inf | 336.8 | 342.5 | | | |
| 3 | T7 - 4F | 100.90 | 201.80 | P9 - 4F | sup | 321.1 | 341.1 | 673.1 | 262.35 | OK |
| | | | | P9 - Roof | inf | 189.6 | 332 | | | |
| 0 | - | - | 341.10 | P9 - 2F | inf | 640.5 | 363.4 | - | - | |

Tabella 67, Progetto Armature Longitudinali Pilastro P9_Telaio XX

15.2.2 Armature trasversali

Dopo aver soddisfatto la verifica a pressoflessione su ciascun pilastro, l'ultimo passo per il calcolo delle armature nei telai è quello di assicurare un'adeguata resistenza all'azione tagliante secondo la gerarchia delle resistenze. Ne segue che, esattamente come nelle travi, il taglio agente non si ottiene dall'involuppo bensì dalla condizione di equilibrio interno del pilastro soggetto all'azione dei momenti flettenti resistenti nelle sezioni di estremità superiori e inferiori secondo la seguente espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{C,Rd}^{Sup} + M_{C,Rd}^{Inf}}{L}$$

Dove "γ_{Rd}" è il coefficiente di sovrarresistenza valente 1.3 per CD A e 1.1 per CD B.

Mentre per il progetto delle armature longitudinali si era cercato di ridurre il momento resistente a scopo cautelativo, ora per la stessa ragione lo si aumenta poiché in questo modo si determina la massima sollecitazione agente. In particolar modo, dunque, si è considerato lo sforzo normale massimo agente per il calcolo del momento resistente, avvenuto su VCA SLU similmente a quanto visto nel paragrafo precedente, anche perché il dominio N-M ovviamente non è cambiato. Nelle zone critiche, la cui lunghezza è stata già calcolata pari a 70 centimetri, per le strutture appartenenti a classe di duttilità media la normativa impone le seguenti prescrizioni circa le staffe:

- Diametro minimo Ø6;
- $s_{min} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} B; 175 \text{ mm}; 8\phi_{long} \right\};$
- $\frac{A_{sw}}{s} \geq 0.08 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b_{ts};$
-

Dove:

- B è il lato minore della sezione, nel caso in esame 30 centimetri;
- \varnothing_{long} è il massimo diametro delle barre longitudinali, ovvero 24 millimetri;
- b_{ts} è la massima distanza fra due staffe, pari a 60 centimetri;

Il passo minimo è risultato essere pari a 150 millimetri, si è dunque optato per delle staffe $\varnothing 10$ passo 100 millimetri con quattro braccia, sia perché due non erano sufficienti per la resistenza ma anche per soddisfare le condizioni di confinamento delle barre longitudinali dei pilastri per le quali:

- Una ogni due deve essere confinata;
- Le barre esterne devono essere confinate da una staffa;
- Una barra non confinata non può distare più di 15 cm (se CD A) o 20 cm (se CD B) da una confinata;

La resistenza a taglio si calcola in maniera del tutto analoga a quanto visto nelle travi:

$$V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 d f_{yd} \cot g(\theta)$$

$$V_{Rcd} = \alpha_c v 0.9 d b f_{cd} \frac{\cot g(\theta)}{1 + \cot g^2(\theta)}$$

Nuovamente la cotangente di teta è stata assunta unitaria per ridurre la resistenza a taglio - trazione, ma particolare attenzione va ora posta al coefficiente “ α_c ”, che tiene conto dell’effetto della compressione sulla resistenza a taglio – compressione. Se nelle travi tale valore era unitario perché non v’era sforzo assiale, come è lampante dai precedenti capitoli ciò non può essere più detto per i pilastri. Ecco, dunque, che gioca un importante ruolo, dato che un po’ di sforzo normale può aumentare la resistenza a taglio – compressione anche del 25%, ma troppo ha un effetto peggiorativo. In particolar modo tale coefficiente può essere così calcolato:

| | | | |
|------------|----------------------------------|--------------------------------|--|
| α_c | coefficiente maggiorativo pari a | 1 | per membrane non compresse |
| | | $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ | per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$ |
| | | 1,25 | per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ |
| | | $2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ | per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$ |

Figura 48. Coefficiente maggiorativo per la resistenza a taglio-compressione (NTC18 - 4.1.2.3.5.2)

Dove:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

Come si può notare dalle tabelle riportate di seguito e nell’appendice tale coefficiente risulta sempre maggiore di uno. Tutti gli altri parametri sono definiti in maniera del tutto analoga a quanto già visto nelle travi, se ne omette dunque la spiegazione. La verifica è stata ovviamente effettuata in ambedue le direzioni principali, in “x” ed in “y”. Nuovamente la direzione in cui la sezione ha altezza di 30

centimetri è risultata quella in cui la resistenza a taglio-trazione, sempre più limitante rispetto a quella a taglio-compressione, si è avvicinata pericolosamente di più alla sollecitazione agente. Le verifiche risultano comunque tutte soddisfatte. Al di fuori delle zone critiche è necessario rispettare i minimi presenti nel paragrafo 4.1 delle NTC2018. Per la precisione, le staffe non devono essere posizionate ad un interasse minore al massimo fra 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale e 250 millimetri. In zona non critica si è optato per un passo 150 millimetri, mantenendo sempre staffe $\varnothing 10$ a quattro braccia. A titolo esemplificativo si riporta una tabella inerente ad un pilastro, per la consultazione delle rimanenti si rimanda all'apposita appendice.

| Pilastro P9 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|---------------|-----|-----|-----|---------|------------------|------------------|-----------------|-------------------|------------------|-----------------|-----------------|----------------------------------|----------------|------------------|------------------|-----------------|----------|
| Base | Direzione X-X | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Pilastro | h | B | H | Sezione | N _{max} | M _{Rcd} | V _{Ed} | Lunghezza critica | N _{min} | σ _{cp} | f _{cd} | σ _{cp} /f _{cd} | α _c | V _{Rcd} | V _{Rsd} | V _{Rd} | Verifica |
| | - | (m) | (m) | (m) | - | (kN) | (kNm) | (kN) | (m) | (kN) | (MPa) | (MPa) | - | - | (kN) | (kN) | (kN) | - |
| | P9 - 2F | 3 | 0.3 | 0.7 | inf | 1069 | 871.1 | 638.55 | 0.7 | 640.5 | 3.05 | 19.37 | 0.16 | 1.16 | 983.5 | 719.2 | 719.2 | OK |
| | | | | | sup | 1048.6 | 870.4 | | 0.7 | 624.7 | 2.97 | 19.37 | 0.15 | 1.15 | 980.2 | 719.2 | 719.2 | OK |
| | P9 - 3F | 3 | 0.3 | 0.7 | inf | 812.9 | 862 | 631.88 | 0.7 | 485.4 | 2.31 | 19.37 | 0.12 | 1.12 | 951.1 | 719.2 | 719.2 | OK |
| | | | | | sup | 792.4 | 861.3 | | 0.7 | 469.6 | 2.24 | 19.37 | 0.12 | 1.12 | 947.8 | 719.2 | 719.2 | OK |
| | P9 - 4F | 3 | 0.3 | 0.7 | inf | 557.8 | 847.1 | 620.55 | 0.7 | 336.8 | 1.60 | 19.37 | 0.08 | 1.08 | 920.1 | 719.2 | 719.2 | OK |
| | | | | | sup | 537.4 | 845.3 | | 0.7 | 321.1 | 1.53 | 19.37 | 0.08 | 1.08 | 916.8 | 719.2 | 719.2 | OK |
| | P9 - Roof | 3 | 0.3 | 0.7 | inf | 304.3 | 823.5 | 603.17 | 0.7 | 189.6 | 0.90 | 19.37 | 0.05 | 1.05 | 889.3 | 719.2 | 719.2 | OK |
| sup | | | | | 283.9 | 821.5 | 0.7 | | 173.9 | 0.83 | 19.37 | 0.04 | 1.04 | 886.0 | 719.2 | 719.2 | OK | |
| Base | Direzione Y-Y | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Pilastro | h | B | H | Sezione | N _{max} | M _{Rcd} | V _{Ed} | Lunghezza critica | N _{min} | σ _{cp} | f _{cd} | σ _{cp} /f _{cd} | α _c | V _{Rcd} | V _{Rsd} | V _{Rd} | Verifica |
| | - | (m) | (m) | (m) | - | (kN) | (kNm) | (kN) | (m) | (kN) | (MPa) | (MPa) | - | - | (kN) | (kN) | (kN) | - |
| | P9 - 2F | 3 | 0.7 | 0.3 | inf | 1069 | 372.1 | 272.76 | 0.7 | 640.5 | 3.05 | 19.37 | 0.16 | 1.16 | 882.7 | 276.6 | 276.6 | OK |
| | | | | | sup | 1048.6 | 371.8 | | 0.7 | 624.7 | 2.97 | 19.37 | 0.15 | 1.15 | 879.7 | 276.6 | 276.6 | OK |
| | P9 - 3F | 3 | 0.7 | 0.3 | inf | 812.9 | 368.4 | 270.01 | 0.7 | 485.4 | 2.31 | 19.37 | 0.12 | 1.12 | 853.6 | 276.6 | 276.6 | OK |
| | | | | | sup | 792.4 | 368 | | 0.7 | 469.6 | 2.24 | 19.37 | 0.12 | 1.12 | 850.6 | 276.6 | 276.6 | OK |
| | P9 - 4F | 3 | 0.7 | 0.3 | inf | 557.8 | 357.9 | 261.95 | 0.7 | 336.8 | 1.60 | 19.37 | 0.08 | 1.08 | 825.7 | 276.6 | 276.6 | OK |
| | | | | | sup | 537.4 | 356.5 | | 0.7 | 321.1 | 1.53 | 19.37 | 0.08 | 1.08 | 822.8 | 276.6 | 276.6 | OK |
| | P9 - Roof | 3 | 0.7 | 0.3 | inf | 304.3 | 340.2 | 248.93 | 0.7 | 189.6 | 0.90 | 19.37 | 0.05 | 1.05 | 798.1 | 276.6 | 276.6 | OK |
| sup | | | | | 283.9 | 338.7 | 0.7 | | 173.9 | 0.83 | 19.37 | 0.04 | 1.04 | 795.2 | 276.6 | 276.6 | OK | |

Tabella 68, Verifica delle zone critiche del Pilastro P9_Telaio XX

15.3 *Progetto dei setti*

Nel presente capitolo vengono trattati più nel dettaglio i setti già introdotti nel capitolo 10 della relazione. Il motivo per il quale è necessario il loro inserimento è stato già descritto e non verrà ripresentato, così come anche le procedure che hanno portato al loro dimensionamento. In questo capitolo si tratta l'argomento da un punto di vista più tecnico – normativo, analizzando il progetto delle armature da disporre nei setti e la loro verifica in base alla gerarchia delle resistenze. Di seguito si introducono i concetti base necessari per il progetto dei ferri, così che da non doverli introdurre di volta in volta.

Un setto, o parete, è un elemento strutturale in cemento armato di supporto caratterizzato da una sezione trasversale avente rapporto fra le dimensioni almeno pari a quattro. Ciò che lo differenzia dunque dai telai, vale a dire travi e pilastri, è proprio l'aspetto dimensionale. Lo spessore minimo, secondo quanto previsto dalla normativa, del setto è pari a:

$$b_w = \max \left\{ 15 \text{ cm}; \frac{1}{20} h_p \right\}$$

Dove “ h_p ” è l'altezza del piano. Nel caso della struttura in esame, essendo l'altezza del piano pari a 300 centimetri, i due termini sono equivalenti e comunque entrambi soddisfatti dato che lo spessore dei setti adottati è pari alla larghezza dei pilastri e delle travi, ovvero 30 centimetri. Le pareti possono essere semplici, qualora abbiano sezione trasversale rettangolare, composte, qualora formate dalla combinazione di due o più setti semplici dando vita a sezioni a L, T o per esempio C o ancora possono essere accoppiate, qualora ci siano due o più setti collegati da una trave. Nel caso in esame, tutte le pareti sono semplici. Un altro modo per poter classificare i setti è in base al rapporto fra la loro altezza e la lunghezza alla base: se è maggiore di 2 allora si dicono “snelli”, altrimenti sono “tozzi”. Negli edifici in cemento armato, alle pareti viene spesso assegnato il ruolo di sostenere le azioni sismiche ed il maggior vantaggio derivante dal loro inserimento risiede nel significativo aumento di rigidità laterale dell'edificio. Questo determina:

- Una riduzione degli effetti del secondo ordine con conseguente aumento della resistenza nei confronti del collasso;
- Una maggior capacità portante dei carichi verticali anche in caso di fessurazione, cosa che invece non sono in grado di fare i pilastri. Ne segue che è possibile inserire i setti anche come misura di riabilitazione di pilastri danneggiati;
- Una riduzione dell'influenza negativa delle tamponature sull'edificio;
- Una riduzione del danneggiamento degli elementi secondari, con conseguente risparmio economico;
- Una riduzione dell'impatto psicologico sulle persone data la minor vibrazione della struttura;

Il comportamento delle pareti è tipicamente molto duttile ma, affinché ciò sia vero, devono essere molto armate. Il fattore che caratterizza maggiormente il comportamento ciclico delle pareti è il già introdotto rapporto di snellezza, definito come rapporto fra l'altezza della parete e la sua lunghezza al piede. Le pareti snelle sono tipicamente più duttili e tendono a rompersi per flessione, mentre quelle

tozze sono più fragili e tendono a rompersi per taglio. I principali meccanismi di rottura che interessano i setti sono:

- Scorrimento, tipicamente in presenza di scarse azioni normali a importanti forze di taglio ed in concomitanza delle riprese di getto;
- A pressoflessione, con il calcestruzzo da una parte schiacciato e l'acciaio dall'altra snervato;
- A taglio, con la tipica fessurazione a "X";

Nel caso della struttura in esame è stato dimensionato il setto "S2" che si trova ad un'estremità del telaio Y-Y e risulta essere snella. È infatti caratterizzato da una lunghezza di 1.2 metri ed una larghezza di 0.30 metri.

Fatte queste doverose premesse di carattere teorico, prima di poter proseguire con l'analisi delle armature longitudinali e trasversali è necessario introdurre dei concetti di carattere più tecnico che risultano però fondamentali per i successivi passaggi. Dal momento che si sta progettando la struttura in termini sismo – resistenti, nell'ipotesi di struttura duttile e dunque dissipativa è necessario considerare la zona dissipativa, che si trova alla base della parete. La parete, sottoposta ad azioni orizzontali quali quella sismica, può essere schematizzata come una mensola incastrata alla base dal momento che il vincolo rappresentato dalle travi è trascurabile rispetto alla configurazione a telaio. In questo modo, la zona maggiormente sollecitata è proprio quella in corrispondenza dell'incastro alla base della parete, zona in cui si formerà una cerniera plastica. Dunque, rispetto ai telai che hanno un maggior numero di zone dissipative in ragione della loro maggiore iperstaticità, le pareti hanno un comportamento più sbilanciato. Sostanzialmente le verifiche hanno lo scopo di accertare la capacità della zona dissipativa di essere sufficientemente duttile. L'altezza di tale zona, detta altezza critica " h_{cr} ", è ottenibile dalla formula 7.4.13 delle NTC18, come segue:

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w; \frac{1}{6} h_w \right\}$$

Ma comunque deve essere inferiore all'altezza del piano, per strutture con meno di sei impalcati, altrimenti del doppio di tale altezza. Alla luce di quanto finora definito, l'altezza critica del setto analizzato è risultata essere di 2.00 metri. Altro aspetto inerente alla zona critica è la presenza, in pianta, di zone confinate all'estremità. Tali zone estreme della sezione del setto sono appunto dette confinate. La lunghezza della zona confinata è pari a:

$$l_c = \max \{ 20\% l_w; 1.5 b_w \}$$

Dove " b_w " è la larghezza della parete. Fra le due condizioni è risultata essere prevalente la seconda, determinando una zona confinata lunga 45 centimetri. Nella zona critica e in quella dissipativa la normativa prevede delle condizioni speciali che saranno opportunamente introdotte nei prossimi paragrafi. L'altezza critica e la lunghezza della zona confinata sono state aumentate a posteriori entrambe di 5 centimetri per motivi geometrici di posizionamento delle staffe.

15.3.1 Armature longitudinali

Il progetto delle armature longitudinali dei setti in cemento armato si esegue in maniera del tutto analoga a quella già affrontata precedentemente per i pilastri, con alcune correzioni. Si specifica che, contrariamente a quanto si vedrà nel taglio, il progetto dei ferri resistenti a flessione è analogo per entrambe le classi di duttilità. Prima di procedere con il dimensionamento degli elementi resistenti interni alla parete, è necessario effettuare una doverosa verifica relativa allo sforzo di compressione agente sul setto. In particolar modo, per la classe di duttilità “CD B”, è necessario assicurarsi che tale valore non superi il 40 % della resistenza a compressione della sezione del setto considerato tutta di calcestruzzo. Tale resistenza si calcola come segue:

$$N_{RC,d} = A_c f_{cd}$$

La resistenza a compressione della parete, ridotta del 40 %, risulta essere circa pari a 2788.8 kN, considerando un pilastro di dimensioni 30X120 centimetri. Tale valore è stato poi confrontato con la condizione più gravosa derivata dal software di calcolo Midas Gen, risultante essere pari a circa 1192.9 kN. Il progetto delle armature del setto viene effettuato considerando una sollecitazione di presso – flessione deviata in quanto, per effetto della combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni, sussiste in ogni direzione della parete sia un momento “M_x” che “M_y”. Tale verifica a pressoflessione deviata è stata effettuata in maniera semplificata considerando una pressoflessione retta in cui però il momento resistente è stato ridotto del 30%.

| Verifica a pressoflessione | | | | |
|----------------------------|---|---------------------|--------|-----------------|
| | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| * | Massima compressione sul setto | N _{ed,max} | 1192.9 | kN |
| | Resistenza a compressione | N _{Rd} | 6972 | kN |
| | Resistenza a compressione ridotta sismica | 0.4 N _{Rd} | 2788.8 | kN |
| | Verifica | OK | | |

Midas

CD B

Tabella 69, Verifica a pressoflessione setto

Il passo successivo è quello di determinare la sollecitazione agente sulla struttura. A tal proposito, si premette che sono state effettuate due verifiche usando due sollecitazioni diverse: in una i momenti resistenti a flessione delle travi in un modo del tutto analogo a quanto effettuato per i pilastri e nell'altra la sollecitazione definita dalla normativa al capitolo 7.4.4.5.1 per le verifiche a pressoflessione. Per quanto riguarda quest'ultima casistica, la norma prevede che per le sole pareti snelle, sia di classe “CD A” che “CD B”, la domanda in termini di sollecitazione flettente lungo l'altezza della parete è ottenuta per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi effettuata con il software di calcolo Midas Gen. Tale involucro può essere assunto lineare se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidità e resistenza lungo l'altezza. Il setto analizzato soddisfa tale condizione, vedendo dunque rettilineo l'involuppo. Tale traslazione serve sostanzialmente a tener conto della presenza della zona critica: così facendo infatti il momento sarà costante in tale zona e pari al suo valore massimo, come apprezzabile dalla figura di seguito riportata.

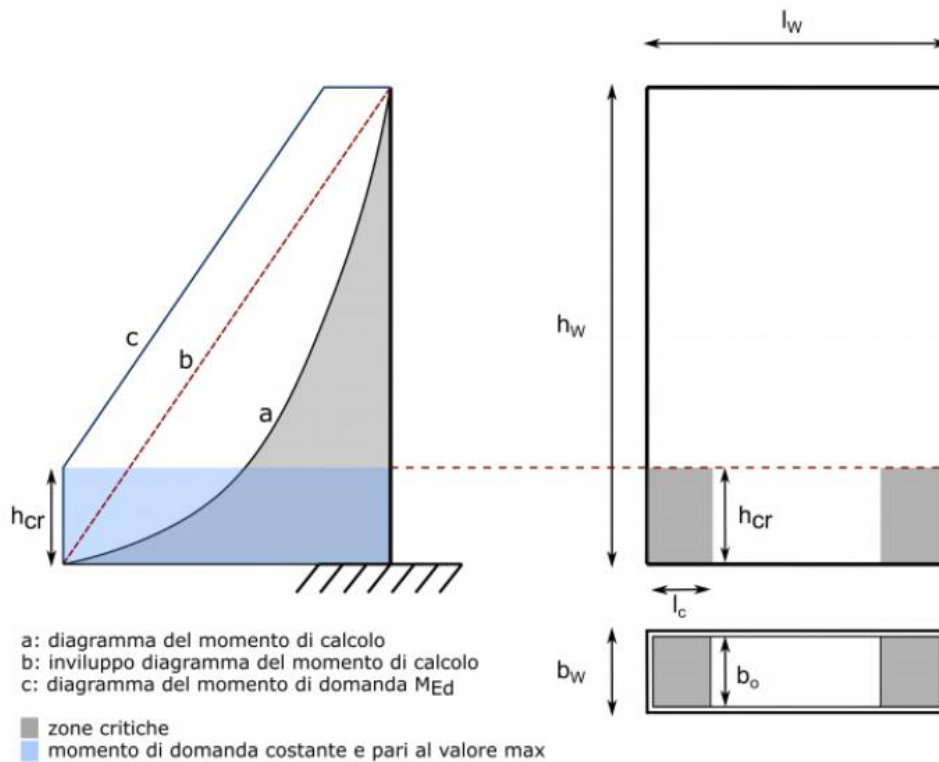


Figura 49, Esempio di traslazione del diagramma delle sollecitazioni flettenti

Nel caso specifico, sono state riportate da Midas i momenti flettenti agenti ad ogni piano e sono stati graficati in funzione dell'altezza, mettendo queste ultime in ordinate e i momenti in ascisse al grafico. Note le coordinate (Momento, quota) del punto iniziale, corrispondente al piano campagna, e di quello finale, corrispondente alla copertura, è stato possibile ricavare i valori dei momenti linearizzati mediante l'equazione di una retta passante per due punti. Prima si trova il coefficiente angolare e poi, considerando un punto a piacimento, l'intercetta con le ordinate:

$$m = \frac{y_1 - y_2}{x_1 - x_2}$$

$$q = y_1 - m x_1$$

$$y = mx + q$$

Fatto ciò, è necessario traslare l'involuppo. L'unica cosa che cambia ovviamente è il valore "q", ora dato dalla somma di quello appena trovato e l'altezza critica. I nuovi valori dei momenti traslati si trovano così:

$$x = \frac{y - q}{m}$$

Dove l'unica cosa che cambia è la quota "y". Si riportano i risultati ottenuti.

| Momento agente | | | |
|----------------|-----------------|---------------------|-----------------------|
| Quota | M _{Ed} | M _{Ed,lin} | M _{Ed,trasl} |
| (m) | (kNm) | (kNm) | (kNm) |
| 0 | 669.2 | 669.2 | 669.2 |
| 3 | 426.6 | 606.4 | 648.3 |
| 6 | 370.6 | 543.6 | 585.5 |
| 9 | 311.7 | 480.8 | 522.7 |
| 12 | 418 | 418 | 459.9 |

Tabella 70, Valori Momento setto

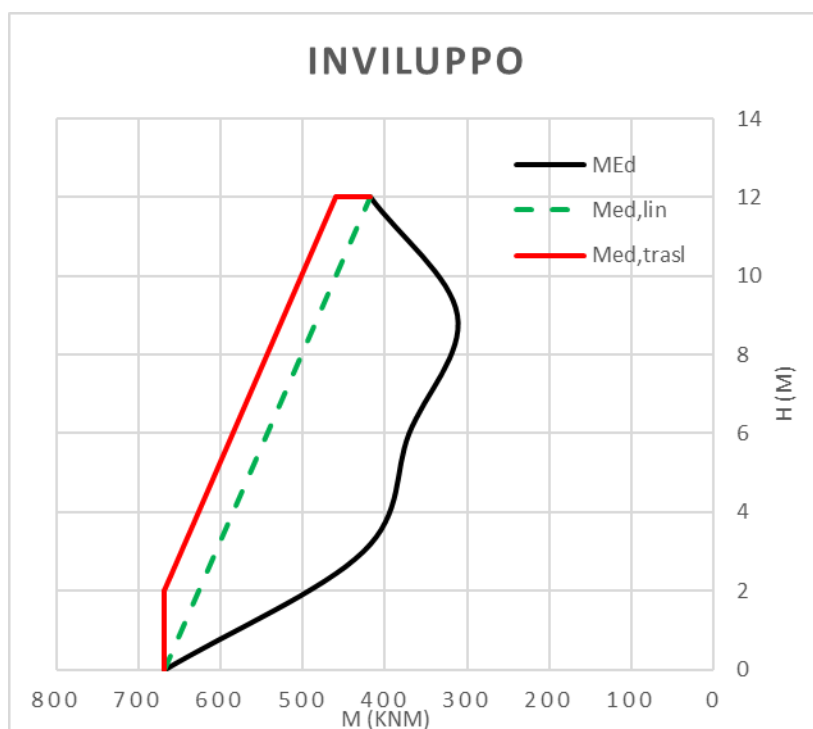
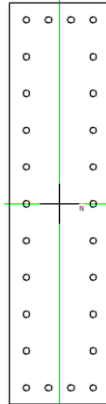


Tabella 71, Diagramma di Inviluppo del momento agente traslato di hcr del setto

È ora possibile definire il quantitativo di armatura da inserire nelle pareti. Per i setti, come per gli altri elementi strutturali, la normativa impone delle prescrizioni sui valori minimi e massimi del quantitativo d'armatura, di seguito riportate:

- $A_{s,min} = \max \left\{ 0.003 A_c; 0.1 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \right\};$
- $A_{s,max} = 0.04 A_c;$

Oltre a tali limitazioni circa il quantitativo minimo e massimo di armatura, la normativa impone delle condizioni anche sulla percentuale geometrica di rinforzo. In particolar modo tale valore deve rimanere compreso fra l'1% e il 4% nelle zone dissipative. Per di più, le barre non devono distare più di 30 centimetri l'una dall'altra. Per la disposizione delle armature si è sfruttato il software VCASLU, sono state inserite 26 barre $\varnothing 20$ con copriferro di 5 centimetri, che rispettano i limiti di cui sopra. Si specifica che l'interferro minore delle barre, ovvero quello nel lato lungo 30 centimetri, risulta essere di 5 centimetri, più che soddisfacente.



| Prescrizioni normativa | | | | | | | | | | |
|------------------------|-------|-----------------|------------------|------------------|----|--------|------------------|----------|------|----------|
| Setto | Piano | N _{Ed} | A _{min} | A _{max} | Ø | Numero | A _{max} | Verifica | p | Verifica |
| - | - | kN | mm ² | mm ² | mm | - | mm ² | - | % | - |
| S2 | 1F | 1192.9 | 1080 | 14400 | 20 | 26 | 8168.141 | OK | 2.27 | OK |
| S2 | 2F | 878.6 | 1080 | 14400 | 20 | 26 | 8168.141 | OK | 2.27 | OK |
| S2 | 3F | 554.5 | 1080 | 14400 | 20 | 26 | 8168.141 | OK | 2.27 | OK |
| S2 | 4F | 250.5 | 1080 | 14400 | 20 | 26 | 8168.141 | OK | 2.27 | OK |
| S2 | Roof | 228 | 1080 | 14400 | 20 | 26 | 8168.141 | OK | 2.27 | OK |

Tabella 72, Scelta Armature longitudinali setti

Definite le sollecitazioni agenti e il quantitativo di armatura in modo tale che soddisfi le prescrizioni di normativa è necessario verificare che sia sufficiente per soddisfare la domanda flettente. Per la prima verifica precedentemente annunciata, si è verificato che il momento resistente ottenuto da VCASLU ridotto del 30 % (pressoflessione retta) sia superiore del momento agente traslato calcolato. Il calcolo del momento resistente mediante il software VCASLU è stato effettuato seguendo la stessa identica logica usata per i pilastri: dato che il momento si ottiene da un diagramma N-M con origine nella parte negativa dell'asse delle ascisse, è stato inserito come input lo sforzo normale minimo ottenuto da Midas Gen a favore di sicurezza. In questo modo, infatti, probabilmente ci si pone in una zona del diagramma corrispondente ancora al ramo crescente e dunque con momenti minori rispetto a quelli corrispondenti allo sforzo normale massimo. Sostanzialmente è a favore di sicurezza perché si minimizza il momento resistente, ponendosi nel caso peggiore. Si riporta il diagramma N-M del setto S2 ed i risultati ottenuti

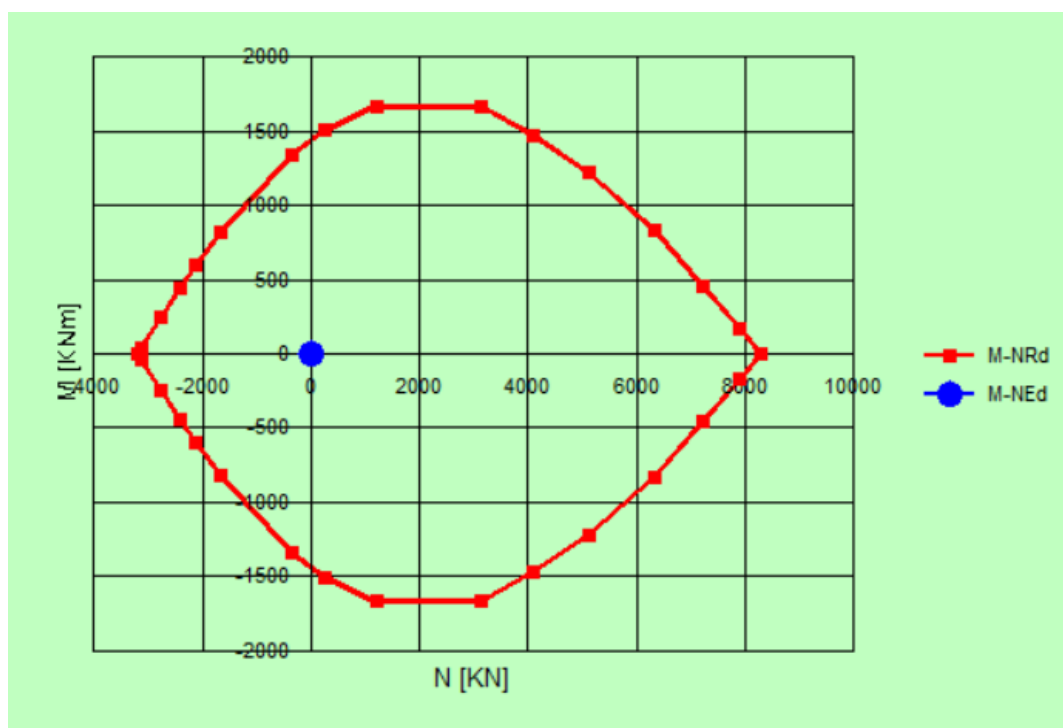


Figura 50. Diagramma N-M setto S2 – 30 X 120 (VCASLU)

| Pressoflessione | | | | | |
|-----------------|--------------|----------|--------------|----------------|----------|
| Quota | $N_{ed,min}$ | M_{Rd} | $0.7 M_{Rd}$ | $M_{Ed,trasl}$ | Verifica |
| (m) | (kN) | (kNm) | (kNm) | (kNm) | - |
| 0 | 219.9 | 1500 | 1050.0 | 669.2 | OK |
| 3 | 175.5 | 1489 | 1042.3 | 631.52 | OK |
| 6 | 139.4 | 1479 | 1035.3 | 568.72 | OK |
| 9 | 85.1 | 1465 | 1025.5 | 505.92 | OK |
| 12 | 62.6 | 1459 | 1021.3 | 443.12 | OK |

Tabella 73, Verifica a pressoflessione

L'altra verifica effettuata è del tutto analoga a quella fatta per i pilasti. Ovviamente, però, su VCASLU sono stati inseriti i dati del setto esaminato e le sollecitazioni rappresentate dai momenti resistenti a flessione delle travi che convergono ai vari piani nella parete. I concetti logici sono esattamente gli stessi di quelli trattati nel paragrafo 15.2.1, dunque ovviamente anche ora il setto è stato analizzato nelle due direzioni diverse X-X e Y-Y dal momento che le travi che in lui confluiscono nei due casi, e dunque le sollecitazioni agenti, non sono le medesime. Si riporta anche il diagramma N-M per la direzione Y-Y.

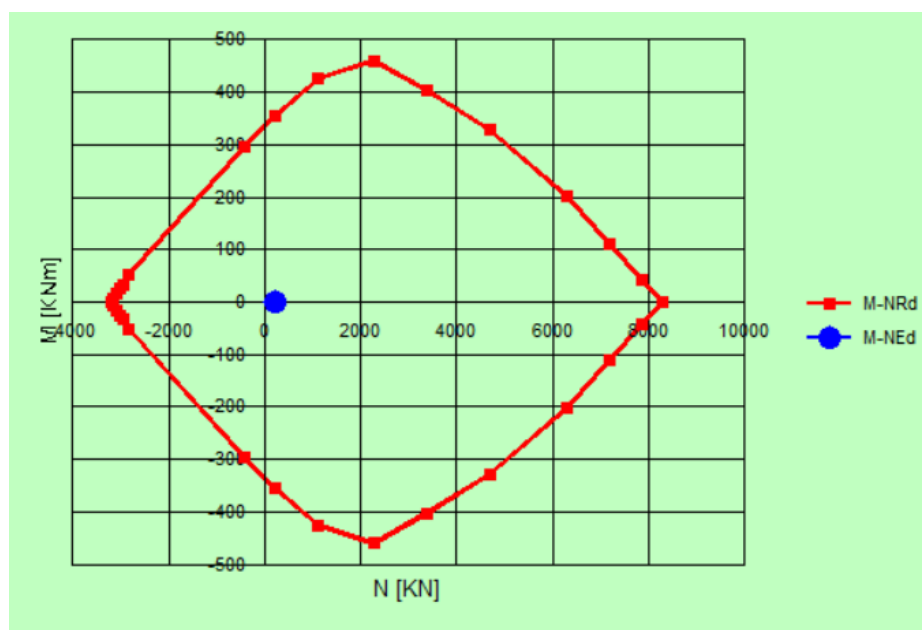


Figura 51. Diagramma N-M setto S2 - 120 X 30 (VCASLU)

Il motivo per cui è stata svolta anche questa verifica sta nel fatto di voler assicurare il soddisfacimento delle condizioni imposte dalla gerarchia delle resistenze che, come detto in precedenza, vedono la trave come fusibile. Si è quindi voluto verificare che le armature longitudinali progettate siano tali da far raggiungere la rottura solamente dopo quella a flessione delle travi. Il procedimento è lo stesso dei pilastri, dunque, per amor di brevità, è omissis. Per eventuali chiarimenti sul processo logico e progettuale seguito si rimanda alla consultazione del paragrafo 15.2.1 della presente relazione, nonché delle relative tabelle presenti nell'apposita appendice. Si specifica che le armature sono state progettate in maniera analoga per la zona dissipativa, cioè confinata e critica, che per la restante parte del setto.

| Setto S2 | | | | | | | | | | |
|---------------|--------------------|-------------------|--------------------|-----------|---------|------------------|-------------------|--------------------|--------------------------------------|---|
| Direzione X-X | | | | | | | | | | |
| Nodo | Trave | M _{b,Rd} | ΣM _{b,Rd} | Setto | Sezione | N _{min} | M _{c,Rd} | ΣM _{c,Rd} | V _{Rd} * ΣM _{b,Rd} | 0,7 * ΣM _{c,Rd} > V _{Rd} * ΣM _{b,Rd} |
| - | - | kNm | kNm | - | - | kN | kNm | kNm | kNm | - |
| 1 | T1 - 2F T2 - 2F | 394.32 | 788.63 | S2 - 2F | sup | 197.4 | 1495 | 2984 | 1025.22 | OK |
| | | | | S2 - 3F | inf | 175.5 | 1489 | | | |
| 2 | T1 - 3F T2 - 3F | 394.32 | 788.63 | S2 - 3F | sup | 153 | 1483 | 2962 | 1025.22 | OK |
| | | | | S2 - 4F | inf | 139.4 | 1479 | | | |
| 3 | T1 - 4F T2 - 4F | 394.32 | 788.63 | S2 - 4F | sup | 116.9 | 1474 | 2939 | 1025.22 | OK |
| | | | | S2 - Roof | inf | 85.1 | 1465 | | | |
| Base | 0 | - | 1474.00 | S2 - 2F | inf | 219.9 | 1500 | - | - | |
| Direzione Y-Y | | | | | | | | | | |
| Nodo | Trave | M _{b,Rd} | ΣM _{b,Rd} | Setto | Sezione | N _{min} | M _{c,Rd} | ΣM _{c,Rd} | V _{Rd} * ΣM _{b,Rd} | 0,7 * ΣM _{c,Rd} > V _{Rd} * ΣM _{b,Rd} |
| - | - | kNm | kNm | - | - | kN | kNm | kNm | kNm | - |
| 1 | T14 - 2F | 143.39 | 143.39 | S2 - 2F | sup | 197.4 | 355.1 | 708.4 | 186.40 | OK |
| | | | | S2 - 3F | inf | 175.5 | 353.3 | | | |
| 2 | T14 - 3F | 170.27 | 170.27 | S2 - 3F | sup | 153 | 351.4 | 701.7 | 221.35 | OK |
| | | | | S2 - 4F | inf | 139.4 | 350.3 | | | |
| 3 | T14 - 4F | 170.27 | 170.27 | S2 - 4F | sup | 116.9 | 348.5 | 694.4 | 221.35 | OK |
| | | | | S2 - Roof | inf | 85.1 | 345.9 | | | |
| Base | 0 | - | 348.50 | S2 - 2F | inf | 219.9 | 356.9 | - | - | |

Tabella 74, Verifica setto S2 armature longitudinali

Le verifiche risultano tutte largamente soddisfatte.

15.3.2 Armature trasversali

Una volta progettati le armature longitudinali è possibile proseguire progettando le staffe. Nuovamente è necessario come primo passaggio definire le sollecitazioni taglianti agenti e, contrariamente a quanto visto per le sollecitazioni flettenti, è necessario effettuare una distinzione fra classe di duttilità “CD A” e “CD B”. Il concetto di base è che per tener conto dell’eventualità per la quale si possa formare una cerniera plastica alla base della parete è necessario aumentare il taglio ottenuto dall’analisi. La differenza fra le classi di duttilità risiede proprio nel modo in cui avviene tale amplificazione. Dal momento che la struttura progettata rientra nella classe di duttilità media, verrà trattato solo questo caso. In linea di massima è possibile ottenere la sollecitazione tagliante di progetto amplificando quella ottenuta dall’analisi del 50 %. Qualora la parete in cemento armato dovesse essere particolarmente grande e poco armata, allora l’amplificazione del taglio si ottiene moltiplicando il valore ottenuto dal software di calcolo per:

$$\frac{1 + q}{2}$$

Dove “q” è il fattore di riduzione di resistenza o fattore di struttura. La struttura progettata rientra nella prima casistica. Una volta definita la sollecitazione di taglio agente, il progetto e la verifica delle staffe prosegue con la stessa metodologia affrontata per i pilastri. Sono stati dunque inseriti tutti i parametri necessari per la definizione del taglio resistente, come l’altezza utile nelle due direzioni analizzate (X e Y), l’inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresse e delle staffe. Fatto ciò, si è passato al vero e

proprio predimensionamento delle armature. Come indicato dalla normativa, data la specifica classe di duttilità della struttura progettata, sono state imposte le stesse condizioni usate per i pilastri:

- Diametro minimo $\varnothing 6$;
- $s_{min} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} B; 175 \text{ mm}; 8\varnothing_{long} \right\}$;
- $\frac{A_{sw}}{s} \geq 0.08 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b_{ts}$;

V'è, in realtà, una condizione aggiuntiva da imporre per quanto riguarda il passo nella zona confinata:

$$s_{min} \leq \min\{0.8d; 100\text{mm}\};$$

Per quanto riguarda la zona dissipativa, ovvero la zona confinata in zona critica, il passo minimo è risultato essere 100 millimetri, ed è stato scelto come passo. Per le altre zone, dalla condizione in comune con i pilastri si ottiene che il passo minimo è di 150 millimetri. È stato scelto lui come passo in tali zone. Per la consultazione delle sollecitazioni amplificate e dei parametri geometrici adottati si rimanda alla consultazione dell'apposita appendice. Come concettualmente già affrontato nel caso del progetto delle armature longitudinali dei setti, anche in questo caso si è deciso di calcolare le sollecitazioni non solo come richiesto dalla normativa, ma anche in base alla gerarchia delle resistenze. Ciò per essere certi di assicurare un comportamento sufficientemente duttile della struttura tale da evitare rotture fragili. Ovviamente poi, fra le due, sono state utilizzate le sollecitazioni taglianti che sono risultate essere maggiori. Il processo è del tutto analogo a quanto già visto nel caso del progetto delle staffe dei pilastri, dunque, per amor di brevità, si omette di ripetere concetti già introdotti e si rimanda, per eventuali delucidazioni, al paragrafo 15.2.2. Il progetto a taglio delle pareti in cemento armato risulta essere soddisfatto con staffe $\varnothing 14$ con due braccia in una direzione (X-X) e dieci nell'altra (Y-Y) passo 100 millimetri in zona dissipativa e 150 millimetri nelle restanti zone. A titolo riepilogativo si riportano i risultati ottenuti dalla verifica.

| Setto S2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------|---------------|-----|-----|-----|---------|------------------|------------------|-----------------|-------------------|------------------|-----------------|-----------------|----------------------------------|----------------|------------------|------------------|-----------------|----------|
| Base | Direzione X-X | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Setto | h | B | H | Sezione | N _{max} | M _{Rcd} | V _{Ed} | Lunghezza critica | N _{min} | σ _{cp} | f _{cd} | σ _{cp} /f _{cd} | α _c | V _{Rcd} | V _{Rsd} | V _{Rd} | Verifica |
| | - | (m) | (m) | (m) | - | (kN) | (kNm) | (kN) | (m) | (kN) | (MPa) | (MPa) | - | - | (kN) | (kN) | (kN) | - |
| | S2 - 2F | 3 | 0.3 | 1.2 | inf | 1192.9 | 1669 | 1222.83 | 2 | 219.9 | 0.61 | 19.37 | 0.03 | 1.03 | 1550.8 | 1246.9 | 1246.9 | OK |
| | | | | | sup | 1170.4 | 1666 | | 2 | 197.4 | 0.55 | 19.37 | 0.03 | 1.03 | 1545.9 | 1246.9 | 1246.9 | OK |
| | S2 - 3F | 3 | 0.3 | 1.2 | inf | 878.6 | 1629 | 1193.13 | 2 | 175.5 | 0.49 | 19.37 | 0.03 | 1.03 | 1541.2 | 1246.9 | 1246.9 | OK |
| | | | | | sup | 856.1 | 1625 | | 2 | 153 | 0.43 | 19.37 | 0.02 | 1.02 | 1536.3 | 1246.9 | 1246.9 | OK |
| | S2 - 4F | 3 | 0.3 | 1.2 | inf | 554.5 | 1571 | 1150.23 | 2 | 139.4 | 0.39 | 19.37 | 0.02 | 1.02 | 1533.4 | 1246.9 | 1246.9 | OK |
| | | | | | sup | 532 | 1566 | | 2 | 116.9 | 0.32 | 19.37 | 0.02 | 1.02 | 1528.5 | 1246.9 | 1246.9 | OK |
| | S2 - Roof | 3 | 0.3 | 1.2 | inf | 250.5 | 1508 | 1103.67 | 2 | 85.1 | 0.24 | 19.37 | 0.01 | 1.01 | 1521.7 | 1246.9 | 1246.9 | OK |
| sup | | | | | 228 | 1502 | 2 | | 62.6 | 0.17 | 19.37 | 0.01 | 1.01 | 1516.8 | 1246.9 | 1246.9 | OK | |
| Base | Direzione Y-Y | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Setto | h | B | H | Sezione | N _{max} | M _{Rcd} | V _{Ed} | Lunghezza critica | N _{min} | σ _{cp} | f _{cd} | σ _{cp} /f _{cd} | α _c | V _{Rcd} | V _{Rsd} | V _{Rd} | Verifica |
| | - | (m) | (m) | (m) | - | (kN) | (kNm) | (kN) | (m) | (kN) | (MPa) | (MPa) | - | - | (kN) | (kN) | (kN) | - |
| | S2 - 2F | 3 | 1.2 | 0.3 | inf | 1192.9 | 431.2 | 315.66 | 2 | 219.9 | 0.61 | 19.37 | 0.03 | 1.03 | 1348.5 | 1355.3 | 1348.5 | OK |
| | | | | | sup | 1170.4 | 429.7 | | 2 | 197.4 | 0.55 | 19.37 | 0.03 | 1.03 | 1344.3 | 1355.3 | 1344.3 | OK |
| | S2 - 3F | 3 | 1.2 | 0.3 | inf | 878.6 | 408.5 | 298.94 | 2 | 175.5 | 0.49 | 19.37 | 0.03 | 1.03 | 1340.2 | 1355.3 | 1340.2 | OK |
| | | | | | sup | 856.1 | 406.8 | | 2 | 153 | 0.43 | 19.37 | 0.02 | 1.02 | 1335.9 | 1355.3 | 1335.9 | OK |
| | S2 - 4F | 3 | 1.2 | 0.3 | inf | 554.5 | 383.6 | 280.68 | 2 | 139.4 | 0.39 | 19.37 | 0.02 | 1.02 | 1333.4 | 1355.3 | 1333.4 | OK |
| | | | | | sup | 532 | 381.9 | | 2 | 116.9 | 0.32 | 19.37 | 0.02 | 1.02 | 1329.2 | 1355.3 | 1329.2 | OK |
| | S2 - Roof | 3 | 1.2 | 0.3 | inf | 250.5 | 359.4 | 262.86 | 2 | 85.1 | 0.24 | 19.37 | 0.01 | 1.01 | 1323.2 | 1355.3 | 1323.2 | OK |
| sup | | | | | 228 | 357.5 | 2 | | 62.6 | 0.17 | 19.37 | 0.01 | 1.01 | 1319.0 | 1355.3 | 1319.0 | OK | |

Tabella 75, Verifica setto S2 in zona critica

È bene, però, fare una doverosa precisazione. I concetti precedentemente illustrati fanno riferimento prevalentemente alla zona dissipativa. Ai fini della duttilità la normativa richiede la presenza di almeno nove legature interne per metro quadro così come anche che una barra ogni due debba essere

confinata. La distanza massima fra una barra confinata ed una non confinata non deve superare i 20 centimetri. Per la zona dissipativa queste condizioni sono automaticamente soddisfatte dalla presenza delle staffe, il cui gran numero di braccia è necessario sia al contenimento che a soddisfare la domanda tagliante. Nelle zone non critiche dove la sollecitazione da sostenere è minore, ovviamente non è necessario avere una sezione eccessivamente staffata. Risulta infatti sufficiente la presenza di due braccia nelle due direzioni. Va comunque però soddisfatta la condizione per la duttilità delle legature interne. Sono dunque stati disposti internamente quattro spilloni, che non vengono contati in termini di braccia, uno ogni due barre longitudinali al fine del confinamento.

- **Verifica a scorrimento**

La normativa, per le strutture di classe di duttilità “CD B”, oltre a quella a taglio, impone il soddisfacimento della verifica a scorrimento. La verifica consiste nell’accertarsi che, nei potenziali piani di scorrimento come le riprese di getto o i giunti, sia soddisfatta la seguente relazione:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

Dove “ $V_{Rd,s}$ ” è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento ed è così definito:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Di seguito si riportano singolarmente le tre componenti:

- “ V_{dd} ” è il contributo dell’effetto spinotto delle armature verticali;

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

Dove:

- A_{sj} è la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento;

- “ V_{id} ” è il contributo delle armature inclinate presenti alla base;

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos(\phi_i)$$

Dove:

- ϕ_i è l’angolo di inclinazione delle armature inclinate alla base;

- “ V_{fd} ” è il contributo della resistenza per attrito;

$$V_{fd} = \min \left\{ \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \right. \\ \left. 0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{w0} \right\}$$

Dove:

- ξ è l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione;
- z è l'80% dell'altezza della sezione anziché il 90% dell'altezza utile;
- μ_f è il coefficiente d'attrito del calcestruzzo che, sotto azioni cicliche, può essere assunto pari a 0.6;
- $\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ dove " α_j " è 0.6 per i nodi interni e 0.48 per quelli esterni;
- b_{w0} è la larghezza della sezione al netto del copriferro (30 cm – 2x5 cm = 20 cm);

Dopo aver definito tutti i parametri necessari è possibile calcolare i tre termini appena descritti. È subito possibile dire che il termine legato alle armature inclinate sia nullo dal momento che nel caso del setto analizzato esse non sono presenti. Ciò ci pone in realtà a vantaggio di sicurezza. " A_{sj} " è sostanzialmente la somma totale dell'area di armatura longitudinale (26Ø20) che attraversano l'ipotetica superficie di scorrimento. È bene spendere alcune parole in più per il contributo legato all'attrito. Lo sforzo normale agente che viene richiesto all'interno di una formula è stato inserito come il valore minimo fornito da Midas Gen al fine di minimizzare il contributo alla resistenza fornito dall'attrito ponendoci dunque a favore di resistenza. Per quanto riguarda invece il calcolo dell'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione, la formula usata è stata:

$$\xi = \frac{x}{l_w}$$

In cui " x " è la posizione dell'asse neutro che è stata ottenuta mediante VCASLU. Per poter fornire tale valore ai vari piani, il software ha richiesto in ingresso le sollecitazioni agenti sulla sezione del setto. Per quanto riguarda il momento è stato usato quello traslato dell'altezza critica ottenuto per il progetto delle armature longitudinali della parete, mentre per lo sforzo normale è stato usato il valore massimo fornito da Midas Gen. Calcolati i tre termini singolarmente sono stati poi sommati e confrontati con il taglio massimo a ciascun piano ottenuto dal software di calcolo. Le verifiche sono tutte soddisfatte.

| Dati | | | |
|------------------------------------|------------|----------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Larghezza sezione netto copriferro | b_{w0} | 0.2 | m |
| Lunghezza | l_w | 1.2 | m |
| Copriferro | c | 0.05 | m |
| Braccio delle forze interno | z | 0.96 | m |
| Resistenza a compressione cls | f_{cd} | 19.37 | MPa |
| Resistenza a trazione acciaio | f_{yd} | 391.3043 | MPa |
| * Coefficiente d'attrito | μ_f | 0.6 | - |
| * Coefficiente alfa | α_i | 0.6 | - |
| Coefficiente eta | η | 0.53028 | - |

Tabella 76, Dati per la verifica a scorrimento

| Verifica a scorrimento | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------|----|--------|-----------------|----------|----------|--------------|----------------|-------|-------|----------|------------|--------------|----------|
| Quota | Ø | Numero | ΣA_{sj} | V_{dd} | V_{id} | $N_{ed,min}$ | $M_{ed,trasl}$ | x | ξ | V_{fd} | $V_{Rd,s}$ | $V_{Ed,max}$ | Verifica |
| m | mm | - | mm ² | kN | kN | kN | kNm | mm | - | kN | kN | kN | - |
| 0 | 20 | 26 | 8168.14 | 799.06 | 0 | 219.9 | 669.2 | 489.8 | 0.41 | 503.01 | 1302.07 | 316.4 | OK |
| 3 | 20 | 26 | 8168.14 | 799.06 | 0 | 175.5 | 648.2667 | 451.2 | 0.38 | 463.37 | 1262.43 | 273.5 | OK |
| 6 | 20 | 26 | 8168.14 | 799.06 | 0 | 139.4 | 585.4667 | 408.5 | 0.34 | 419.52 | 1218.58 | 253.7 | OK |
| 9 | 20 | 26 | 8168.14 | 799.06 | 0 | 85.1 | 522.6667 | 369.4 | 0.31 | 379.36 | 1178.42 | 254.4 | OK |
| 12 | 20 | 26 | 8168.14 | 799.06 | 0 | 62.6 | 459.8667 | 366.3 | 0.31 | 376.18 | 1175.24 | 254.4 | OK |

Tabella 77, Verifica a scorrimento

15.4 Nodi

Si definisce nodo la zona di pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti. È possibile distinguere due tipi di nodi:

- 1) Nodi interamente confinati: così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento può essere considerato realizzato qualora su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno $\frac{1}{4}$ della larghezza del pilastro;
- 2) Nodi non interamente confinati: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente;

La rottura può avvenire in varie modalità, come per esempio la deformazione del nucleo nodale, lo sfilamento delle barre o fessurazione dei pilastri. L'unica rottura ammissibile è la formazione delle fessure lungo le travi. In accordo con il capacity design, la resistenza del nodo deve essere tale da far sì che la rottura a flessione delle travi sopraggiunga prima di quella del nodo. Nel rispetto della gerarchia delle resistenze, la normativa asserisce che la domanda a taglio in direzione orizzontale deve essere calcolata tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. Il tutto sarà più chiaro consultando e commentando il seguente schema.

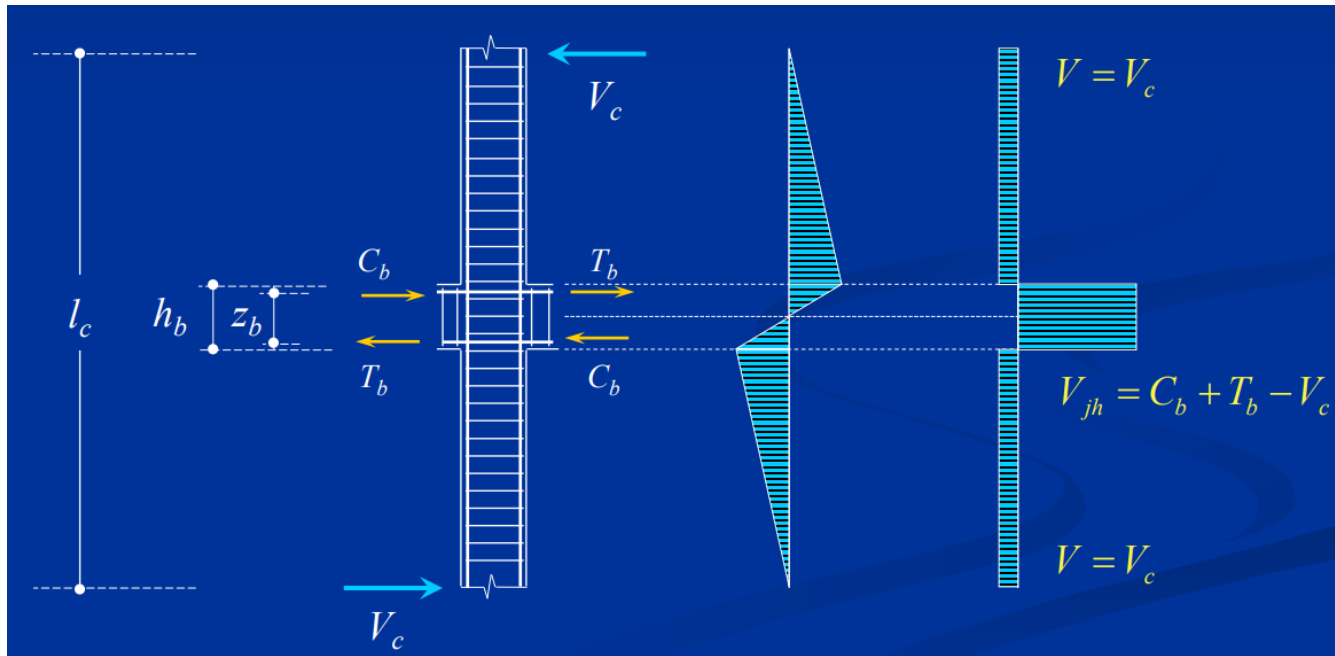


Figura 52. Schema delle sollecitazioni in un generico nodo

Selezionando metà altezza del pilastro superiormente ed inferiormente ad un nodo, è possibile tracciarne il diagramma delle sollecitazioni flettenti e taglianti. Come è ormai ben noto, il momento nei pilastri è massimo nella zona nodale e nullo a metà altezza interpiano. Nella zona nodale, però, in accordo all'andamento a farfalla del diagramma del momento flettente su ogni pilastro, deve essere presente un salto. Ciò è legato alle sollecitazioni agenti lungo le armature longitudinali all'interno della zona nodale: immaginando di avere un momento positivo che flette le fibre superiori e ponendoci all'interno del nodo, a sinistra sarà presente uno sforzo di compressione e a destra uno di trazione. Nell'armatura inferiore sarà l'opposto. È possibile apprezzare dallo schema riportato come tale copia di forza che si genera lungo i ferri sia in contrapposizione al taglio agente nei pilastri: ecco il motivo per cui lo sforzo di taglio agente nel nodo è opposto a quello nei pilastri, nonché tipicamente maggiore in virtù delle grandi sollecitazioni che agiscono lungo i ferri longitudinali delle travi. Tale sforzo, dunque, viene così definito dalla normativa:

$$\begin{aligned} V_{jbd} &= \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} - V_c && \text{per nodi interni} \\ V_{jbd} &= \gamma_{Rd} \cdot A_{S1} \cdot f_{yd} - V_c && \text{per nodi esterni} \end{aligned}$$

dove " V_c " è il taglio agente sul pilastro e " γ_{Rd} " è il fattore di sovrarresistenza pari a 1.1 per la classe di duttilità "CD B" e 1.2 per la "CD A".

La normativa impone il soddisfacimento di tre verifiche diverse per i nodi: nei confronti della sollecitazione tagliante, per i nodi confinati e per i nodi non confinati. Si premette che sono state analizzate le zone nodali dei due telai analizzati in precedenza, ma è bene fare delle precisazioni. Innanzitutto, non sono stati studiati tutti i nodi ma solamente quelli meno armati e più sollecitati per ciascun pilastro in modo tale da verificare sempre la condizione più gravosa. Inoltre, nel telaio Y-Y sono stati analizzati solamente le zone nodali di due pilastri, in realtà similmente a quanto fatto per il

progetto dei pilastri stessi, perché il pilastro P10 è in comune e ad un estremo del telaio Y-Y è presente il setto S2 progettato nel precedente capitolo. Nell'appendice sono riportati tutte le tabelle di calcolo per ogni nodo ed è possibile visualizzare, per ogni pilastro, quale nodo sia stato verificato in base al piano. Si procede di seguito con l'esecuzione delle tre analisi.

- **Verifica a taglio**

La capacità a taglio del nodo è fornita da un meccanismo a traliccio che, a seguito della fessurazione diagonale, vede operare contemporaneamente un meccanismo di taglio compressione ed un meccanismo di taglio trazione. Si devono pertanto soddisfare requisiti atti a garantire l'efficacia dei due meccanismi. La compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

Dove:

- $\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ dove " α_j " è 0.6 per i nodi interni e 0.48 per quelli esterni;
- b_j è la larghezza effettiva del nodo;
- h_{jc} è la distanza fra le giaciture esterne del pilastro;
- v_d è il rapporto fra la tensione media agente e la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo;

A tal proposito, è stato utilizzato lo sforzo normale massimo ottenuto dal software di calcolo Midas Gen al fine di determinare la tensione media di compressione agente sul nodo per minimizzare il taglio massimo. Per quanto riguarda invece il calcolo del taglio agente nella zona nodale, innanzitutto per porsi nelle condizioni peggiori e dunque più cautelative è stato considerato un taglio agente nel pilastro nullo. Ciò, sebbene non sia ovviamente vero, consente di massimizzare il taglio agente, che verrà confrontato con quello limite che è stato appena massimizzato. Altro aspetto inerente alla sollecitazione tagliante agente nei nodi riguarda le armature. Consultando l'appendice in cui sono riportate le tabelle con i conti svolti è possibile notare che molte delle armature coincidono fra loro, nonostante i nodi possano appartenere a piani diversi oltre che ovviamente a pilastri diversi. La ragione di ciò risiede nel fatto che nel corso del progetto sono stati analizzati solamente due telai, il che inevitabilmente comporta che per alcuni nodi non è noto a priori il quantitativo di armatura in entrata ed uscita. Per risolvere questo problema e calcolare con cognizione di causa la sollecitazione tagliante nel nodo s'è visto il taglio agente sulle travi convergenti nei vari nodi di interesse da Midas Gen. In base a tale sollecitazione, basandosi sui telai progettati, s'è considerato un quantitativo d'armatura longitudinale sufficiente a sostenere tale sforzo. Per di più è sempre stato considerato il caso peggiore in cui il quantitativo d'area superiore ed inferiore fossero uguali e per la precisione uguali al massimo dei due. Ogni nodo è stato verificato nelle due direzioni X-X e Y-Y: oltre a cambiare la dimensione del nodo ovviamente cambia anche il quantitativo di armatura in ingresso nel nodo. Si riporta il caso di un nodo esterno ed interno. Per la consultazione dei restanti si rimanda all'apposita appendice.

| P9 - 2F | P9 - Dati - Esterno - X | | | | P10 | P10 - Dati - Interno - X | | | | P10 | P10 - Dati - Interno - Y | | | |
|---------|-------------------------------------|--------------|--------|-----------------|-----|-------------------------------------|--------------|--------|-----------------|-----|-------------------------------------|--------------|--------|-----------------|
| | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| | Area armatura superiore | $A_{s, sup}$ | 603.2 | mm ² | | Area armatura superiore | $A_{s, sup}$ | 603.2 | mm ² | | Area armatura superiore | $A_{s, sup}$ | 603.2 | mm ² |
| | * Taglio agente sopra il nodo | V_c | 0.0 | kN | | Area armatura inferiore | $A_{s, inf}$ | 603.2 | mm ² | | Area armatura inferiore | $A_{s, inf}$ | 716.28 | mm ² |
| | Coefficiente alfa nodo esterno | α_j | 0.48 | - | | * Taglio agente sopra il nodo | V_c | 0.0 | kN | | * Taglio agente sopra il nodo | V_c | 0.0 | kN |
| | * Tensione agente | σ | 5.6 | MPa | | Coefficiente alfa nodo esterno | α_j | 0.60 | - | | Coefficiente alfa nodo esterno | α_j | 0.60 | - |
| | Distanza giaciture esterne pilastro | h_{jc} | 700.0 | mm | | * Tensione agente | σ | 6.7 | MPa | | * Tensione agente | σ | 6.7 | MPa |
| | Larghezza effettiva del nodo | b_j | 300.0 | mm | | Distanza giaciture esterne pilastro | h_{jc} | 300.0 | mm | | Distanza giaciture esterne pilastro | h_{jc} | 700.0 | mm |
| | Coefficiente eta | η | 0.4 | - | | Larghezza effettiva del nodo | b_j | 700.0 | mm | | Larghezza effettiva del nodo | b_j | 300.0 | mm |
| | Taglio agente nel nodo | V_{jbd} | 259.6 | kN | | Coefficiente eta | η | 0.5 | - | | Coefficiente eta | η | 0.5 | - |
| | P9 - Dati - Esterno - Y | | | | | P10 - Dati - Interno - Y | | | | | P10 - Dati - Interno - Y | | | |
| | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| | Area armatura superiore | $A_{s, sup}$ | 716.3 | mm ² | | Area armatura superiore | $A_{s, sup}$ | 603.2 | mm ² | | Area armatura superiore | $A_{s, sup}$ | 603.2 | mm ² |
| | * Taglio agente sopra il nodo | V_c | 0.0 | kN | | Area armatura inferiore | $A_{s, inf}$ | 716.28 | mm ² | | Area armatura inferiore | $A_{s, inf}$ | 716.28 | mm ² |
| | Coefficiente alfa nodo esterno | α_j | 0.48 | - | | * Taglio agente sopra il nodo | V_c | 0.0 | kN | | * Taglio agente sopra il nodo | V_c | 0.0 | kN |
| | * Tensione agente | σ | 5.6 | MPa | | Coefficiente alfa nodo esterno | α_j | 0.60 | - | | Coefficiente alfa nodo esterno | α_j | 0.60 | - |
| | Distanza giaciture esterne pilastro | h_{jc} | 300.0 | mm | | * Tensione agente | σ | 6.7 | MPa | | * Tensione agente | σ | 6.7 | MPa |
| | Larghezza effettiva del nodo | b_j | 700.0 | mm | | Distanza giaciture esterne pilastro | h_{jc} | 700.0 | mm | | Distanza giaciture esterne pilastro | h_{jc} | 700.0 | mm |
| | Coefficiente eta | η | 0.4 | - | | Larghezza effettiva del nodo | b_j | 300.0 | mm | | Larghezza effettiva del nodo | b_j | 300.0 | mm |
| | Taglio agente nel nodo | V_{jbd} | 308.3 | kN | | Coefficiente eta | η | 0.5 | - | | Coefficiente eta | η | 0.5 | - |
| | P9 - Dati - Esterno - X | | | | | P10 - Dati - Interno - X | | | | | P10 - Dati - Interno - X | | | |
| | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| | Area armatura superiore | $A_{s, sup}$ | 603.2 | mm ² | | Area armatura superiore | $A_{s, sup}$ | 603.2 | mm ² | | Area armatura superiore | $A_{s, sup}$ | 603.2 | mm ² |
| | * Taglio agente sopra il nodo | V_c | 0.0 | kN | | Area armatura inferiore | $A_{s, inf}$ | 603.2 | mm ² | | Area armatura inferiore | $A_{s, inf}$ | 603.2 | mm ² |
| | Coefficiente alfa nodo esterno | α_j | 0.48 | - | | * Taglio agente sopra il nodo | V_c | 0.0 | kN | | * Taglio agente sopra il nodo | V_c | 0.0 | kN |
| | * Tensione agente | σ | 5.6 | MPa | | Coefficiente alfa nodo esterno | α_j | 0.60 | - | | Coefficiente alfa nodo esterno | α_j | 0.60 | - |
| | Distanza giaciture esterne pilastro | h_{jc} | 700.0 | mm | | * Tensione agente | σ | 6.7 | MPa | | * Tensione agente | σ | 6.7 | MPa |
| | Larghezza effettiva del nodo | b_j | 300.0 | mm | | Distanza giaciture esterne pilastro | h_{jc} | 300.0 | mm | | Distanza giaciture esterne pilastro | h_{jc} | 300.0 | mm |
| | Coefficiente eta | η | 0.4 | - | | Larghezza effettiva del nodo | b_j | 700.0 | mm | | Larghezza effettiva del nodo | b_j | 700.0 | mm |
| | Taglio agente nel nodo | V_{jbd} | 259.6 | kN | | Coefficiente eta | η | 0.5 | - | | Coefficiente eta | η | 0.5 | - |
| | Taglio massimo | V_{max} | 978.5 | kN | | Taglio agente nel nodo | V_{jbd} | 519.3 | kN | | Taglio agente nel nodo | V_{jbd} | 519.3 | kN |
| | Verifica | | OK | | | Taglio massimo | V_{max} | 1274.0 | kN | | Taglio massimo | V_{max} | 1274.0 | kN |
| | | | | | | Verifica | | OK | | | Verifica | | OK | |

Tabella 78, Verifica a taglio

- **Verifica a trazione diagonale**

La normativa indica che per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la resistenza a taglio trazione di progetto “ f_{ctd} ” deve essere previsto un adeguato confinamento. L’integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni}$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi esterni}$$

Dove:

- A_{sh} è l’area totale della sezione delle staffe;

$$A_{sh} = \frac{h_{trave, nodo} A_{sw}}{s}$$

- f_{ywd} è la resistenza di progetto dell’acciaio;

Si riportano i risultati per un nodo interno, a titolo esemplificativo.

P10

| P10 - Dati - Interno - X | | | | |
|----------------------------|-------------|--------|-----------------|--|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | |
| Area totale sezione staffe | A_{sh} | 2199.1 | mm ² | |
| Area armatura superiore | $A_{s,sup}$ | 603.2 | mm ² | |
| Area armatura inferiore | $A_{s,inf}$ | 603.19 | mm ² | |
| Secondo termine | T_2 | 248.8 | kN | |
| Primo termine | T_1 | 860.5 | kN | |
| Verifica | OK | | | |

P10

| P10 - Dati - Interno - Y | | | | |
|----------------------------|-------------|--------|-----------------|--|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | |
| Area totale sezione staffe | A_{sh} | 2199.1 | mm ² | |
| Area armatura superiore | $A_{s,sup}$ | 603.2 | mm ² | |
| Area armatura inferiore | $A_{s,inf}$ | 716.28 | mm ² | |
| Secondo termine | T_2 | 272.1 | kN | |
| Primo termine | T_1 | 860.5 | kN | |
| Verifica | OK | | | |

Tabella 79, Verifica a confinamento

In cui T1 e T2 rappresentano rispettivamente il termine a sinistra dell'operatore e quello a destra. Come è possibile vedere, le verifiche risultano soddisfatte.

• Verifica nodi non confinati

Per quanto riguarda la verifica dei nodi non confinati è stata ovviamente applicata solamente ai nodi esterni, dato che i restanti risultano tutti interamente confinati. Per la precisione i nodi non confinati sono tre: due nel telaio X-X e corrispondenti ai pilastri P9 e P12, ed uno nel telaio Y-Y corrispondente al pilastro P14, dato che all'altra estremità è presente il setto S2 precedentemente progettato. Per tali nodi non confinati, la normativa al paragrafo 7.4.6.2.3 richiede che, sia per le strutture di classe di duttilità "CD A" che "CD B", le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo verifichino la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} A_{st}}{i b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Dove:

- n_{st} è il numero di bracci delle staffe;
- A_{st} è l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale;
- i è l'interasse nella zona nodale, vale a dire il passo fra le staffe;
- b_j è la larghezza utile del nodo;

Si riportano i risultati per un nodo interno, a titolo esemplificativo.

P9

| P9 - Dati - Interno - X | | | |
|-------------------------|----------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Numero braccia | n_{st} | 4.0 | - |
| Area trasversale staffa | A_{st} | 78.5 | mm^2 |
| Interasse zona nodale | i | 100.00 | mm |
| Larghezza utile nodo | b_j | 300.0 | mm |
| Primo termine | T_1 | 0.01 | - |
| Secondo termine | T_2 | 0.003 | - |
| Verifica | OK | | |

P9

| P9 - Dati - Esterno - Y | | | |
|-------------------------|----------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Numero braccia | n_{st} | 4.0 | - |
| Area trasversale staffa | A_{st} | 78.5 | mm^2 |
| Interasse zona nodale | i | 100.00 | mm |
| Larghezza utile nodo | b_j | 700.0 | mm |
| Primo termine | T_1 | 0.004 | - |
| Secondo termine | T_2 | 0.003 | - |
| Verifica | OK | | |

Tabella 80, Verifica nodo non confinato

In cui T_1 e T_2 rappresentano rispettivamente il termine a sinistra dell'operatore e quello a destra. Come è possibile vedere, le verifiche risultano soddisfatte. Per la consultazione dei restanti nodi si rimanda all'apposita appendice.

15.5 Corpo scala

Le scale sono elementi architettonici e strutturali che collegano diversi livelli di un edificio consentendo il passaggio da un piano all'altro. La realizzazione del corpo scala costituisce una sfida complessa sia nella fase di progettazione e dimensionamento che nell'esecuzione, data la molteplicità di parametri da considerare. È possibile distinguere due categorie principali:

- la scala a soletta rampante
- la scala con trave a ginocchio.

Nel caso specifico in esame, la scelta è orientata verso la scala a soletta rampante, dove la struttura resistente è formata da una piastra ad asse inclinato, rampa, che si appoggia sulle travi disposte ai livelli di piano e interpiano. I gradini posti sopra la rampa non hanno una funzione portante. Questa opzione è stata preferita per ridurre l'impatto in termini di rigidezza sulla struttura. Inoltre, presenta vantaggi statici e tecnologici rispetto alle scale con travi a ginocchio. Dal punto di vista statico, la scala a soletta rampante influisce in modo minore sullo schema dei telai spaziali a maglie rettangolari di un tipico edificio in cemento armato. Dal punto di vista tecnologico, la realizzazione di una scala a soletta rampante è più semplice per le maestranze rispetto ad una scala con travi a ginocchio. Un aspetto distintivo della scala a soletta rampante, che comporta notevoli benefici per lo schema statico generale, è la possibilità di posizionare i quattro pilastri necessari per il sostegno della scala anche all'esterno del vano scala. Questo consente la realizzazione di campate più ampie, riducendo così la rigidità della scala a vantaggio di una distribuzione più uniforme delle rigidezze stesse.

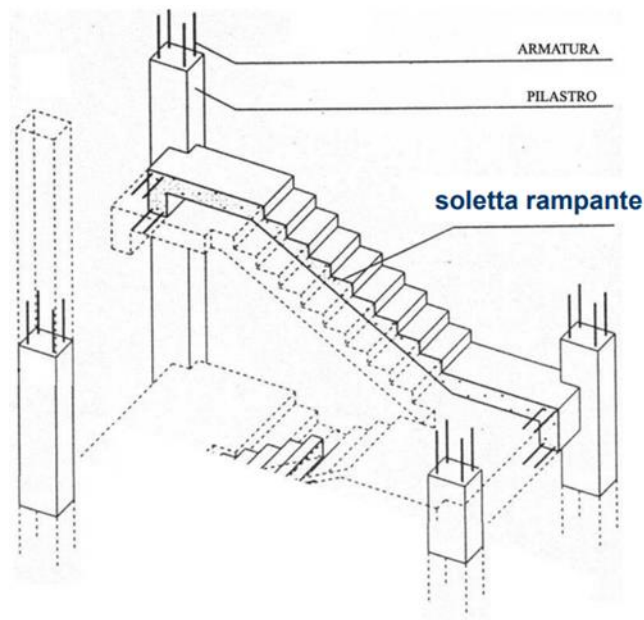


Figura 53, Esempio scala a soletta rampante

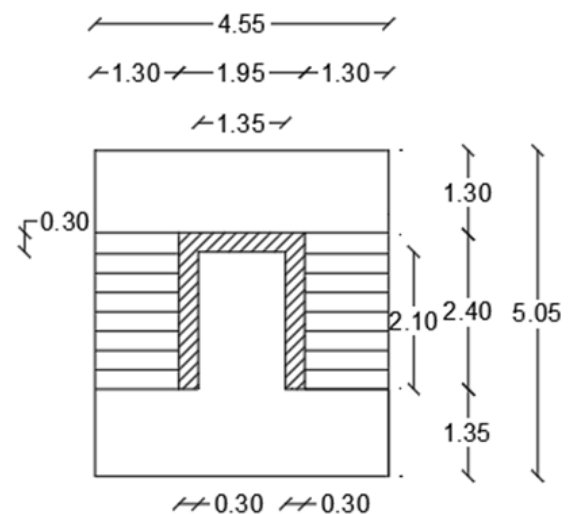


Figura 54, Planimetria scala

15.5.1 Analisi e combinazione dei carichi degli elementi del corpo scala

In merito all'analisi dei carichi della scala si può fare riferimento all'analisi dei carichi del corpo scala trattata al capitolo 4.6.

| Analisi dei carichi scala | | | | | |
|---|----------|--------|-----------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura | Valore | Unità di misura |
| Carichi rampa permanenti | Gr | 10.73 | kN/m | | |
| Carichi rampa variabili | Qr | 9.60 | kN/m | | |
| Combinazione rampa (progetto) | Gr+Qr | 20.32 | kN/m | 48.77 | kN |
| Carichi pianerottolo permanenti | Gp | 4.39 | kN/m | | |
| Carichi pianerottolo variabili | Qp | 4.00 | kN/m | | |
| Combinazione pianerottolo (progetto) accesso | Gp+Qp | 11.71 | kN/m | 15.80 | kN |
| Combinazione pianerottolo (progetto) intermedio | Gp+Qp | 11.71 | kN/m | 15.22 | kN |
| Somma carichi (pianerottoli + rampa) | Σ | 79.79 | | | kN |

Tabella 81, Analisi dei carichi scala

Si riportano di seguito le dimensioni dei pianerottoli e della rampa.

| Dati geometrici | | | |
|--------------------------------|---------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Lunghezza rampa inclinata | L_r | 2.40 | m |
| Lunghezza pianerottolo accesso | $L_{p,acc}$ | 1.35 | m |
| Lunghezza pianerottolo interm | $L_{p,inter}$ | 1.30 | m |
| Lunghezza totale | L | 5.05 | m |

Tabella 82, Dati geometrici scala

Con l'obiettivo di prevedere un'eventuale plasticizzazione del corpo scala alle estremità, è stato deciso di esaminare due schemi strutturali differenti:

- appoggio-appoggio
- incastro-incastro

Questa scelta consente di massimizzare i momenti, nel primo caso in mezzera e nel secondo caso, agli estremi. Tale approccio è stato adottato per prevenire eventuali situazioni di plasticizzazioni del corpo scala nei nodi d'estremità.

Si riportano di seguito i valori di momento e taglio per i due schemi strutturali.

| Appoggio-appoggio | | |
|-------------------|--------|-----------------|
| Taglio | Valori | Unità di misura |
| A | -39.89 | kN |
| B | -24.09 | kN |
| C | 0.00 | kN |
| D | 24.68 | kN |
| E | 39.89 | kN |

| Incastro-Incastro | | |
|-------------------|--------|-----------------|
| Taglio | Valori | Unità di misura |
| A | -39.89 | kN |
| B | -24.09 | kN |
| C | 0.00 | kN |
| D | 24.68 | kN |
| E | 39.89 | kN |

| Appoggio-appoggio | | |
|-------------------|--------|-----------------|
| Momento | Valori | Unità di misura |
| A | 0.00 | kNm |
| B | 64.53 | kNm |
| C | 123.03 | kNm |
| D | 61.76 | kNm |
| E | 0.00 | kNm |

| Incastro-Incastro | | |
|-------------------|--------|-----------------|
| Momento | Valori | Unità di misura |
| A | -33.57 | kNm |
| B | 9.62 | kNm |
| C | 16.79 | kNm |
| D | 9.62 | kNm |
| E | -33.57 | kNm |

Tabella 83, Valori sollecitazioni per i due schemi strutturali

15.5.2 Armature longitudinali

La progettazione della scala a soletta rampante presenta un vantaggio significativo derivante dal fatto che essa manifesta un comportamento strutturale analogo a quello dei solai precedentemente dimensionati. Ciò consente di condurre la progettazione di armature longitudinali in modo perfettamente analogo ai casi precedentemente esaminati, applicando gli stessi principi e formule normative. Come detto in precedenza, sono stabilite delle limitazioni sul quantitativo minimo di armatura da inserire nella struttura, che sono vincolate sia agli sforzi che agiscono sulla struttura che alle condizioni normative.

Laddove è presente sforzo flessionale, l'area minima può essere ricavata invertendo la formula di predimensionamento del momento resistente a flessione sostituendo a quest'ultimo il momento agente.

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 d f_{yd}}$$

Qualora agisse una sollecitazione tagliante si ha la seguente condizione:

$$A_s = \frac{V_{Ed}}{f_{yd}}$$

È prevista anche una limitazione sul quantitativo minimo di armatura dalla normativa, come il massimo fra due valori:

$$A_s = \max \left\{ 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d; 0.0013 b d \right\}$$

L'area minima di armatura effettiva deve essere scelta in modo ragionevole, ovvero come il valore massimo tra quelli precedentemente indicati, al fine di garantire il rispetto di ciascuna condizione specificata.

Esse vengono applicate sia per l'incastro sia per la mezzeria, inserendo i corrispondenti valori di momento e taglio appena calcolati.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

La verifica a flessione viene garantita se si rispetta la seguente condizione: $M_{Ed} < M_{Rd}$.

A tal proposito, per garantire la conformità alle verifiche, è stata disposta un'armatura longitudinale per tutta la lunghezza della rampa di 12 ϕ 14, facendo riferimento alla zona di mezzeria, dove si verificano le condizioni più gravose. Nei pianerottoli è stata disposta un'armatura longitudinale per tutta la loro lunghezza di 6 ϕ 14.

| Armature longitudinali | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------|-----|-----------------|-----------------|----------------------|----------------------|---------------------------------|--------------------|--------------------|------------------|--------|----------------|-------------|-------------|-----------------|-----------|
| Sezioni | | M _{ed} | V _{ed} | A _{s,min,M} | A _{s,min,V} | A _{s,min,prescrizioni} | A _{s,min} | A _{s,max} | φ _{min} | Numero | A _s | Verifica | Verifica | M _{Rd} | Verifica |
| | | kNm | kN | mm ² | mm ² | mm ² | mm ² | mm ² | mm | - | mm | As < As,max | As > As,min | kNm | MRd > Med |
| A | sup | 33.57 | - | 376.8 | - | 36.04 | 376.81 | 12480.00 | 14 | 3 | 461.8141 | VERO | VERO | 35.78 | VERO |
| | inf | - | 39.89 | - | 101.95 | 36.04 | 101.95 | 12480.00 | 14 | 2 | 307.8761 | VERO | VERO | 23.85 | - |
| B | sup | - | - | - | - | 36.04 | 36.04 | 12480.00 | 14 | 2 | 307.8761 | VERO | VERO | 23.85 | - |
| | inf | 64.53 | 24.09 | 376.8 | 61.56 | 36.04 | 376.81 | 12480.00 | 14 | 6 | 923.6282 | VERO | VERO | 71.56 | VERO |
| C | sup | - | - | - | - | 36.04 | 36.04 | 12480.00 | 14 | 2 | 307.8761 | VERO | VERO | 23.85 | - |
| | inf | 123.03 | - | 376.8 | - | 36.04 | 376.81 | 12480.00 | 14 | 12 | 1847.256 | VERO | VERO | 143.12 | VERO |
| D | sup | - | 24.68 | - | 63.06 | 36.04 | 63.06 | 12480.00 | 14 | 2 | 307.8761 | VERO | VERO | 23.85 | - |
| | inf | 61.76 | - | 376.8 | - | 36.04 | 376.81 | 12480.00 | 14 | 6 | 923.6282 | VERO | VERO | 71.56 | VERO |
| E | sup | 33.57 | 39.89 | 376.8 | 101.95 | 36.04 | 376.81 | 12480.00 | 14 | 3 | 461.8141 | VERO | VERO | 35.78 | VERO |
| | inf | - | - | - | - | 36.04 | 36.04 | 12480.00 | 14 | 2 | 307.8761 | VERO | VERO | 23.85 | - |

Tabella 84, Predimensionamento e verifiche armature longitudinali scala

15.5.3 Armature trasversali

Poiché la scala a soletta rampante è piena, essa non necessita di armature specifiche a taglio, tuttavia nel presente progetto, nonostante risulti soddisfatta la verifica a taglio senza l'aggiunta di ferri trasversali appositi è stato deciso di predisporre comunque una staffatura. A questo proposito si è scelto di utilizzare per l'armatura trasversale ϕ 8 per motivi costruttivi.

La resistenza di progetto a taglio degli elementi non armati si è calcolata mediante la seguente formula:

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

Dove:

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $v_{min} = 2 (0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2})$;

- d è l'altezza utile della sezione in mm;
- $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione in MPa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in mm;

Nel caso in esame siamo in assenza di sforzo normale.

| Staffe | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|-----|-----------------|-----------------|-----------------|------|-------|-------------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-----------------------|--|------------------|---------------------|----------|--------------|
| Sezioni | | M _{ed} | V _{ed} | N _{ed} | k | k ≤ 2 | f _{ck} | f _{ctd} | A _c | v _{min} | σ _{cp} | p ₁ ≤ 0.02 | (v _{min} +0.15 σ _{cp}) b _w d | V _{Rd1} | V _{Rd,max} | Verifica | n. Staffe Ø8 |
| | | kNm | kN | kN | | - | N/mm ² | N/mm ² | mm ² | N/mm ² | | - | kN | kN | kN | - | 8 |
| A | sup | 33.57 | - | - | 1.45 | VERO | 29.05 | 19.37 | 312000 | 0.17 | - | 0.00161 | 473.2254539 | 501.4 | 501.4 | - | 8 |
| | inf | - | 39.89 | - | 1.45 | VERO | 29.05 | 19.37 | 312000 | 0.17 | - | 0.00108 | 473.2254539 | 438.0 | 473.2 | VERO | 8 |
| B | sup | - | - | - | 1.45 | VERO | 29.05 | 19.37 | 312000 | 0.17 | - | 0.00108 | 473.2254539 | 438.0 | 473.2 | - | 8 |
| | inf | 64.53 | 24.09 | - | 1.45 | VERO | 29.05 | 19.37 | 312000 | 0.17 | - | 0.00323 | 473.2254539 | 631.7 | 631.7 | VERO | 8 |
| C | sup | - | - | - | 1.45 | VERO | 29.05 | 19.37 | 312000 | 0.17 | - | 0.00108 | 473.2254539 | 438.0 | 473.2 | - | 8 |
| | inf | 123.03 | - | - | 1.45 | VERO | 29.05 | 19.37 | 312000 | 0.17 | - | 0.00646 | 473.2254539 | 795.9 | 795.9 | - | 8 |
| D | sup | - | 24.68 | - | 1.45 | VERO | 29.05 | 19.37 | 312000 | 0.17 | - | 0.00108 | 473.2254539 | 438.0 | 473.2 | VERO | 8 |
| | inf | 61.76 | - | - | 1.45 | VERO | 29.05 | 19.37 | 312000 | 0.17 | - | 0.00323 | 473.2254539 | 631.7 | 631.7 | - | 8 |
| E | sup | 33.57 | 39.89 | - | 1.45 | VERO | 29.05 | 19.37 | 312000 | 0.17 | - | 0.00161 | 473.2254539 | 501.4 | 501.4 | VERO | 8 |
| | inf | - | - | - | 1.45 | VERO | 29.05 | 19.37 | 312000 | 0.17 | - | 0.00108 | 473.2254539 | 438.0 | 473.2 | - | 8 |

Tabella 85, Predimensionamento e verifiche armature trasversali scala

Sono state, inoltre, installate armature $\phi 8$ sui cosiddetti 'falsi gradini' al fine di migliorare la resistenza, la durabilità e la sicurezza della scala, anche se i 'falsi gradini' non svolgono alcuna funzione strutturale. La resistenza della scala rimane, comunque, affidata principalmente alla sola soletta in cemento armato.

15.5.4 Trave d'interpiano

Relativamente alla presenza di una scala che trasmette carichi ai pianerottoli, è necessario verificare il comportamento a torsione delle travi su cui si innestano i pianerottoli stessi. A partire dalle caratteristiche geometriche di tali elementi è stata verificata la necessità dell'inserimento di un'apposita armatura trasversale aggiuntiva per aumentare la resistenza della trave alle sollecitazioni torcenti. La trave interpiano è stata dimensionata come una trave a sezione quadrangolare 30 x 30 centimetri, avente copriferro di 2.5 centimetri esattamente come le altre travi. Di seguito si riporta il progetto delle armature longitudinali e trasversali.

• Armature longitudinali

Il progetto di tali armature ha seguito esattamente lo stesso iter logico delle travi precedentemente armate. Brevemente, dal software di calcolo Midas Gen è stato ricavato l'involuppo delle sollecitazioni agenti con il quale è stato possibile armare le tre sezioni di interesse: gli estremi e la mezzzeria. S'è tenuto conto dei limiti imposti dalla normativa e dalle sollecitazioni sia per il quantitativo minimo che massimo di armatura. Data la necessità di disporre almeno 2 $\phi 14$ superiormente ed inferiormente ovunque, sono stati scelti a tale scopo 2 $\phi 16$, ai quali sono stati aggiunti opportunamente altri $\phi 16$ a necessità. L'inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresse è stata nuovamente assunta unitaria e dunque il diagramma dei momenti è stato traslato di:

$$a = 0.9 \frac{d}{2}$$

La lunghezza di ancoraggio è la medesima usata nelle travi per le barre $\varnothing 16$. Data la lunghezza della trave d'interpiano, ovvero 5 metri, non è necessario interrompere le barre e dunque non si necessita di alcuna sovrapposizione. Si riporta una tabella riassuntiva dei risultati ottenuti.

| Armature longitudinali | | | | | | | | | | | | |
|------------------------|-----------------|-----------------|-------------------------|--------------------------|--------------------|--------------|--------|--------------|--------|--------------------|-----------------|----------|
| Sezioni | M _{ed} | V _{ed} | A _{f,min,soll} | A _{f,min,presc} | A _{f,min} | ϕ_{min} | Numero | ϕ_{agg} | Numero | A _{f,eff} | M _{Rd} | Verifica |
| - | kNm | kN | mm ² | mm ² | mm ² | mm | - | mm | - | mm ² | kNm | - |
| A _{sup} | 66.70 | - | 688.71 | 36.04 | 688.71 | 16 | 2 | 16 | 2 | 804.25 | 77.89 | OK |
| A _{inf} | - | 73.50 | 163.33 | 36.04 | 163.33 | 16 | 2 | 16 | 0 | 402.12 | 38.94 | OK |
| B _{sup} | - | - | - | 36.04 | 36.04 | 16 | 2 | 16 | 0 | 402.12 | 38.94 | OK |
| B _{inf} | 32.10 | - | 331.45 | 36.04 | 331.45 | 16 | 2 | 16 | 1 | 603.19 | 58.42 | OK |
| C _{sup} | 67.9 | - | 701.10 | 36.04 | 701.10 | 16 | 2 | 16 | 2 | 804.25 | 77.89 | OK |
| C _{inf} | - | 74.7 | 166.00 | 36.04 | 166.00 | 16 | 2 | 16 | 0 | 402.12 | 38.94 | OK |

Tabella 86. Armature longitudinali trave d'interpiano

- Armature trasversali**

Nuovamente i processi sono esattamente gli stessi adottati per le travi: per rispettare la gerarchia delle resistenze, il taglio agente non è stato ottenuto dall'involuppo fornito dal software di calcolo ma dai momenti resistenti a flessione forniti dalle armature longitudinali di cui poco sopra. L'unica nota da considerare è che per i carichi variabili l'unico preso in considerazione è il carico folla delle scale, essendo nulli tutti gli altri dato che non è un solaio. Ricavato il taglio agente sono stati selezionati i parametri per il progetto delle staffe. L'inclinazione delle bielle di calcestruzzo è stata già definita, le staffe come sempre sono state considerate verticali. La lunghezza critica risulta essere di 30 centimetri, ovvero l'altezza della sezione, data la classe di duttilità della struttura. Il passo minimo prevede le stesse condizioni imposte nelle travi progettate al paragrafo 15.1.2, comportando un passo minimo richiesto di circa 68 millimetri ed uno selezionato di 60 millimetri. Come staffatura è stata scelta una barra $\varnothing 10$ con due braccia.

| Definizione staffe critica | | | | |
|----------------------------|---------------------------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| | Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| | Area minima al passo | A _{sw} /s | 0.45 | mm ² /m |
| * | <u>Diamestro staffe scelto</u> | \varnothing_{sw} | <u>10</u> | <u>mm</u> |
| * | <u>Numero bracci</u> | n _{bracci} | <u>2.00</u> | <u>-</u> |
| | Area staffa | A _{sw} | 157.08 | mm ² |
| | Passo minimo CD B | s _{min} | 68.75 | mm |
| * | <u>Passo scelto</u> | <u>s</u> | <u>60</u> | <u>mm</u> |

Tabella 87. Definizione staffa

| Taglio resistente | | | |
|------------------------------------|----------------------------|---------------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Resistenza a taglio - trazione | V_{Rsd} | 253.55 | kN |
| Resistenza a taglio - compressione | V_{Rcd} | 359.49 | kN |
| Resistenza a taglio | V_{Rd} | 253.55 | kN |

| Trave TT - ZC | | | |
|---------------------------|---------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Taglio agente in A dx | $V_{A,Ed,dx}$ | 102.75 | kN |
| Taglio agente in B sx | $V_{B,Ed,sx}$ | 102.75 | kN |
| Necessità di infittimento | NO | | |
| Diametro staffa | ϕ_{sw} | 10 | mm |
| Numero bracci | n_{bracci} | 2.00 | - |
| Passo staffe | s | 60.00 | mm |

Tabella 88. Resistenza a taglio trave d'interpiano

Il progetto della staffatura è stato ovviamente effettuato anche per le zone di trave non critiche. Ciò che cambia, nuovamente, è solo le condizioni minime di passo. Il passo minimo richiesto in tali zone risulta essere 220 millimetri. È stato dunque scelto 200 millimetri, mantenendo braccia e diametro invariato. Ovviamente le verifiche risultano soddisfatte. Si rimanda alla consultazione dell'apposita appendice per visionare tutte le tabelle di calcolo.

• Progetto a torsione

La normativa sostanzialmente richiede di effettuare due tipologie di verifiche che coinvolgono la torsione: una relativa alla pura sollecitazione torcente ed un'altra che riguarda invece gli stati di sollecitazione composta. Di seguito vengono analizzati separatamente.

– Torsione

Il concetto di base è verificare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

Dove

$$T_{Rd} = \min\{T_{Rcd}; T_{Rsd}; T_{Rld}\}$$

Dove:

- T_{Rcd} è la resistenza del calcestruzzo a torsione;
- T_{Rsd} è la resistenza delle staffe a torsione;
- T_{Rld} è la resistenza delle armature longitudinali a torsione;

Di seguito si riportano i vari contributi:

$$T_{Rcd} = 2A t f'_{cd} \frac{\cotg(\theta)}{1 + \cotg^2(\theta)}$$

Dove:

- A è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- t è pari a A_c/u dove u è il perimetro della sezione;
- f'_{cd} è pari a $0.5 f_{cd}$;

$$T_{Rsd} = 2A \frac{A_s}{s} f_{yd} \cotg(\theta)$$

Dove:

- A_s è l'area di una staffa;
- s è il passo delle staffe;

$$T_{Rld} = 2A \frac{\sum A_l}{u_m} \frac{f_{yd}}{\cot g(\theta)}$$

Dove:

- A_l è la somma dell'area di armatura longitudinale;
- u_m è il periodo medio del nucleo resistente;

Il contributo alla resistenza a torsione delle staffe è stato calcolato sia per la zona critica che non, dato che il passo cambia. Fra i vari contributi, in zona critica è minore quello del calcestruzzo, in zona non critica quello delle staffe. Si riportano i risultati ottenuti.

| Verifica a torsione | | | |
|---------------------------------|--------------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Resistenza a torsione cls | T_{Rcd} | 117.97 | kNm |
| Resistenza a torsione staffe zc | $T_{Rsd,zc}$ | 237.72 | kNm |
| Resistenza a torsione staffe | T_{Rsd} | 71.32 | kNm |
| Resistenza a torsione arm long | T_{Rld} | 196.43 | kNm |
| Resistenza a torsione zc | $T_{Rd,zc}$ | 117.97 | kNm |
| Resistenza a torsione | T_{Rd} | 71.32 | kNm |
| Verifica zc | OK | | |
| Verifica | OK | | |

Tabella 89. Vari contribuiti della resistenza a torsione

Per quanto riguarda la sollecitazione agente, il carico torcente è stato così calcolato:

$$m_t = \frac{q_{d,pian} l_{pian}^2}{2} [kN]$$

Calcolato il carico torcente è possibile calcolare il momento torcente agente moltiplicandolo per metà luce della trave come segue:

$$T_{Ed} = \frac{m_t L}{2} [kNm]$$

Si riportano le sollecitazioni ottenute dall'analisi. Dalla precedente tabella si può notare come le verifiche rispetto alle sollecitazioni siano soddisfatte.

| Carichi torcenti | | | |
|------------------|----------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Carico torcente | m_t | 9.89 | kN |
| Momento torcente | T_{Ed} | 24.73 | kNm |

Tabella 90. Sollecitazione torcente agente

– Sollecitazione composta

Le verifiche nei confronti delle sollecitazioni composte vanno effettuate nei confronti del taglio e dello sforzo normale ma, dal momento che nelle travi non è presente sforzo normale è stato effettuato solamente nei confronti dell'azione a taglio-trazione. La condizione da soddisfare è:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

Anche considerando le massime sollecitazioni agenti e le minime resistenze, la verifica risulta comunque soddisfatta. Si riportano i risultati ottenuti.

| Verifica sollecitazioni composte | | | |
|----------------------------------|-----------|--------|-----------------|
| Elemento | Simbolo | Valore | Unità di misura |
| Resistenza a torsione | T_{Rd} | 71.32 | kNm |
| Torsione agente | T_{Ed} | 24.73 | kNm |
| Resistenza a taglio compressione | V_{Rcd} | 359.49 | kN |
| Taglio massimo agente | V_{Ed} | 102.75 | kN |
| Verifica | OK | | |

Tabella 91. Verifica a taglio – torsione

Indice delle tabelle:

| |
|---|
| Tabella 1. Proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio |
| Tabella 2. Predimensionamento del solaio interpiano |
| Tabella 3. Spessori elementi finitura del solaio |
| Tabella 4. Predimensionamento delle travi |
| Tabella 5. Predimensionamento delle tamponature. |
| Tabella 6. Predimensionamento delle tramezzature |
| Tabella 7. Predimensionamento copertura a due falde - Calcoli geometrici |
| Tabella 8. Predimensionamento copertura a due falde – Architettura |
| Tabella 9. Analisi dei carichi tramezzatura |
| Tabella 10. Peso specifico materiali |
| Tabella 11. Analisi dei carichi solaio interpiano |
| Tabella 12. Analisi dei carichi tamponature |
| Tabella 13. Analisi dei carichi pareti di sostegno copertura |
| Tabella 14. Tabella 3.4.II della NTC18 |
| Tabella 15. Tabella 3.4.1 della NTC18 |
| Tabella 16. Carico neve sulle due falde della copertura |
| Tabella 17. Analisi dei carichi copertura a due falde |
| Tabella 18. Analisi dei carichi scala |
| Tabella 19. Analisi dei carichi pianerottolo |
| Tabella 20. Analisi dei carichi setti ascensore |
| Tabella 21. Analisi dei carichi tamponature copertura |
| Tabella 22. Analisi dei carichi trave T1 |
| Tabella 23. Analisi dei carichi trave T2 |
| Tabella 24. Analisi dei carichi trave T11 |
| Tabella 25. Analisi dei carichi trave T3 |
| Tabella 26. Predimensionamento pilastro P7 |
| Tabella 27. Predimensionamento pilastro P10 |
| Tabella 28. Progetto armature solaio 3 |
| Tabella 29. Incidenza solaio interpiano |
| Tabella 30. Incidenza solaio copertura |
| Tabella 31. Incidenza scala |
| Tabella 32. Incidenza tamponature |
| Tabella 33. Incidenza travi (in blu quelle di collegamento) |
| Tabella 34. Incidenza pilastri |
| Tabella 35. Incidenza copertura |
| Tabella 36. Incidenza pianerottoli |
| Tabella 37. Incidenza setti ascensore |
| Tabella 38. Superfici e lunghezze per le incidenze |
| Tabella 39. Masse sismiche e rotazionali per solai interpiano e copertura |
| Tabella 40. Momenti statici solaio interpiano |
| Tabella 41. Momento statico scala e pianerottolo |
| Tabella 42. Momento statico tamponature |
| Tabella 43. Momento statico solaio copertura e copertura |
| Tabella 44. Momento statico setti ascensore |
| Tabella 45. Centro di massa solaio interpiano |

| |
|--|
| Tabella 46. Centro di massa solaio copertura |
| Tabella 47. Parametri per il calcolo del CR |
| Tabella 48. Coordinate del centro di rigidezza interpiano |
| Tabella 49. Coordinate del centro di rigidezza copertura |
| Tabella 50. Rigidezze flessionali calcolate con il metodo delle forze esploratrici |
| Tabella 51. Rigidezze torsionali calcolate con il metodo delle forze esploratrici |
| Tabella 52. Variazione delle masse |
| Tabella 53. Variazione delle rigidezze |
| Tabella 54. Sopra il calcolo manuale, sotto i risultati ottenuti da Midas Gen |
| Tabella 55. Fattore di struttura |
| Tabella 56. Periodo caratteristico della struttura |
| Tabella 57. Taglio e forze per piano |
| Tabella 58, Calcolo θ da Midas |
| Tabella 59, Drift di piano da Midas |
| Tabella 60, , Lunghezza di piegatura |
| Tabella 61, Progetto armature a flessione telaio XX piano 2F |
| Tabella 62, Taglio agente $T7(T40)/T8(T43)/T9(T38)$ _Piano 2F |
| Tabella 63, Taglio resistente in zona critica telaio XX |
| Tabella 64, Staffe in zona critica nella trave $T7(T40)/T8(43)/T9(38)$ _Piano 2F |
| Tabella 65, Taglio resistente in zona non critica |
| Tabella 66, Scelta armature longitudinali dei pilastri _Telaio XX |
| Tabella 67, Progetto Armature Longitudinali Pilastro P9_Telaio XX |
| Tabella 68, Verifica delle zone critiche del Pilastro P9_Telaio XX |
| Tabella 69, Verifica a pressoflessione setto |
| Tabella 70, Valori Momento setto |
| Tabella 71, Diagramma di Involuppo del momento agente traslato di hcr del setto |
| Tabella 72, Scelta Armature longitudinali setti |
| Tabella 73, Verifica a pressoflessione |
| Tabella 74, Verifica setto S2 armature longitudinali |
| Tabella 75, Verifica setto S2 in zona critica |
| Tabella 76, Dati per la verifica a scorrimento |
| Tabella 77, Verifica a scorrimento |
| Tabella 78, Verifica a taglio |
| Tabella 79, Verifica a confinamento |
| Tabella 80, Verifica nodo non confinato |
| Tabella 81, Analisi dei carichi scala |
| Tabella 82, Dati geometrici scala |
| Tabella 83, Valori sollecitazioni per i due schemi strutturali |
| Tabella 84, Predimensionamento e verifiche armature longitudinali |
| Tabella 85, Predimensionamento e verifiche armature trasversali |
| Tabella 86. Armature longitudinali trave d'interpiano |
| Tabella 87. Definizione staffa |
| Tabella 88. Resistenza a taglio trave d'interpiano |
| Tabella 89. Vari contributi della resistenza a torsione |
| Tabella 90. Sollecitazione torcente agente |
| Tabella 91. Verifica a taglio – torsione |

Indice delle figure:

- Figura 1. Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale
- Figura 2. Classificazione di pericolosità sismica dell'area in esame (INGV)
- Figura 3. Pianta e sezioni del telaio schematizzato
- Figura 4. Sezione di un solaio in latero – cemento
- Figura 5. Orditura del solaio
- Figura 6. Pianta con orditura del solaio e classificazione delle travi
- Figura 7. Particolare tipo della tamponatura esterna con superficie esterna rifinita ad intonaco
- Figura 8. Proposta di scala con gradini sul pianerottolo intermedio
- Figura 9. Proposta di scala a chiocciola in vano rettangolare
- Figura 10. Pianta della proposta progettuale adottata per il vano scala - ascensore
- Figura 11. Schema di copertura a due falde
- Figura 12. Sezione di una copertura a due falde
- Figura 13. Tabella della normativa per i carichi delle tramezzature
- Figura 14. Zone di carico neve (NTC 2018 - 3.4.2)
- Figura 15, Area d'influenza trave T1
- Figura 16, Area d'influenza trave T2
- Figura 17, Area d'influenza trave T11
- Figura 18, Area d'influenza trave T3
- Figura 19. Aree di influenza del pilastro P7 (a sinistra) e del pilastro P10 (a destra)
- Figura 20. Tipi di solai analizzati
- Figura 21. Distinta delle armature solaio
- Figura 22, Incidenza solaio interpiano
- Figura 23, Incidenza solaio copertura
- Figura 24, Incidenza scala
- Figura 25, Incidenza tamponature
- Figura 26, Incidenza travi (in blu quelle di collegamento)
- Figura 27, Incidenza pianerottoli
- Figura 28, Incidenza setti ascensore
- Figura 29, Centri di massa e di rigidezza solaio di interpiano e di copertura
- Figura 30, Schema strutturale con setti aggiuntivi
- Figura 31. Primi 6 modi di vibrazione
- Figura 32. Modo 1
- Figura 33. Modo 2
- Figura 34. Modo 3
- Figura 35. Modo 4
- Figura 36. Modo 5
- Figura 37. Modo 6
- Figura 38, Spettro di progetto e Spettro elastico SLV
- Figura 39, Spettro di progetto e Spettro elastico SLD
- Figura 40. Applicazione delle forze e relativi spostamenti in direzione "y"
- Figura 41, Distribuzione forze di piano
- Figura 42, Telaio XX e Telaio YY
- Figura 43. Involuppo dei momenti (sopra) e del taglio (sotto) del telaio XX – piano 2F – Midas Gen
- Figura 44. Sforzi di compressione nei pilastri ottenuti da Midas Gen
- Figura 45, Armature longitudinali pilastri

- Figura 46. Diagramma N-M per pressoflessione retta - 30 X 70 - VCASLU
- Figura 47. Diagramma N-M per pressoflessione retta - 70 X 30 – VCASLU
- Figura 48. Coefficiente maggiorativo per la resistenza a taglio-compressione (NTC18 - 4.1.2.3.5.2)
- Figura 49, Esempio di traslazione del diagramma delle sollecitazioni flettenti
- Figura 50. Diagramma N-M setto S2 – 30 X 120 (VCASLU)
- Figura 51. Diagramma N-M setto S2 - 120 X 30 (VCASLU)
- Figura 52. Schema delle sollecitazioni in un generico nodo
- Figura 53, Esempio scala a soletta rampante
- Figura 54, Planimetria scala